



Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

COMPORTAMIENTO DE TORRES DE  
TRANSMISIÓN ANTE PATRONES DE CARGA  
EÓLICA REGLAMENTARIA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A

**SANTIAGO DE JESÚS IBARRA GONZÁLEZ**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ**

MÉXICO, D. F.

OCTUBRE DE 2014

# Índice

Índice de figuras .....	6
Índice de tablas .....	9
Objetivo .....	10
Objetivos específicos .....	10
Resumen .....	11
Introducción .....	13
Capítulo I: Torres de Transmisión de Líneas Eléctricas de Alto Voltaje de Celosía .....	17
1.1 Características y tipos de torres de transmisión de celosía .....	17
1.2 Componentes de una torre de transmisión de celosía .....	19
1.2.1 Conductores .....	20
1.2.2 Hilo de guarda .....	20
1.2.3 Aisladores .....	21
1.2.4 Elementos estructurales .....	22
1.3 Materiales .....	23
1.3.1 Tipos de acero .....	23
1.3.2 Tornillos usados .....	23
Capítulo II: Estudios Recientes .....	26
2.1 Estudios analíticos .....	26
2.2 Estudios experimentales .....	29
2.3 Estudios desarrollados en México .....	30
Capítulo III: Patrones de Carga .....	33
3.0. Introducción .....	33
3.1. Filosofía de diseño .....	33
3.2 Determinación de la velocidad de diseño VD .....	34
3.2.1 Comparación de perfiles de velocidad .....	38
3.3 Amplificaciones dinámicas .....	39
3.4 Fuerzas de diseño .....	42
3.5 Conclusiones .....	44
Capítulo IV: Análisis Elásticos .....	47
4.0 Introducción .....	47
4.1 Análisis elásticos .....	47

4.1.1 Cargas actuantes en una torre de transmisión de celosía .....	47
4.1.1.1 Cables .....	48
4.1.1.2 Tensiones mecánicas.....	48
4.1.1.3 Fuerzas por viento en conductores e hilo de guarda .....	49
4.1.1.4 Tornillos torre 43T10 y 53T10 .....	50
4.2 Patrones de viento y combinaciones de carga.....	50
4.3 Características de los modelos en estudio .....	51
4.3.1 Descripción de la torre 43T10 .....	51
4.3.1.2 Patrones de carga torre 43T10.....	53
4.3.2 Descripción de la torre 53T10 .....	55
4.3.2.1 Patrones de carga torre 53T10.....	57
4.4 Resultados de la torre 43T10 .....	59
4.5 Resultados de la torre 53T10 .....	61
4.6 Porcentaje de participación de demandas.....	64
4.7 Conclusiones.....	65
Capítulo V: Análisis Inelásticos.....	68
5.0 Introducción .....	68
5.1 Descripción de la secuencia de modelado .....	68
5.2 Otras consideraciones del modelado.....	72
5.3 Cargas aplicadas en los modelos.....	72
5.4 Deformaciones torre 43T10 y 53T10 .....	73
5.5 Curvas de capacidad.....	77
5.5.1 Curvas de capacidad de la torre 43T10 .....	77
5.5.2 Curvas de capacidad de la torre 53T10 .....	80
5.6 Formación de mecanismo de colapso torre 43T10 y 53T10 .....	83
5.7 Curvas de capacidad 43T10 y 53T10 .....	86
5.8 Conclusiones.....	88
Capítulo VI: Conclusiones.....	91
Referencias .....	95
Apéndice A: Visita a Campo de Torres de Celosía Colapsadas.....	100
A.1 Descripción torre 1 (Lat. 19°49'45.91''N Long. 99°13'47.85''O).....	102
A.2 Descripción de torre 2 (Lat. 19°49'34.59''N Long. 99°13'46.00''O).....	103

A.3 Descripción torre 3 (Lat. 19°49'24.18''N Long. 99°13'44.32''O).....	106
A.4 Descripción torre 4 (Lat. 19°49'14.53''N Long. 99°13'42.61''O).....	107
Apéndice B: Periodo de Retorno y Factor de Topografía.....	109
B.1 Periodo de retorno reglamentario.....	109
B.2 Factor de topografía reglamentario japonés AIJ-06 .....	110
B.3 Factor de topografía de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004) .....	112
B.4 Factor de topografía del reglamento australiano (AS/NZS-11 2011) y mexicano (MOC-CFE-08 2008) .....	112
B.5 Reglamento de la India (IS875-87 2003) .....	113
B.6 Factor de topografía reglamento de Estados Unidos (ASCE-05 2006).....	114
B.7 Comparación gráfica .....	115
Apéndice C: Ecuaciones Reglamentarias del Factor Ráfaga de Respuesta .....	119
C.1 Factor ráfaga Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)...	119
C.2 Factor ráfaga AIJ-06.....	120
C.3 Factor ráfaga reglamento australiano y de la India (AS/NSZ-11 2011, IS875-85 2003).....	121
C.4 Factor ráfaga Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008).....	122
C.5 Factor ráfaga reglamento estadounidense (ASCE-05 2006) .....	123
Apéndice D: Criterios de Efectos Dinámicos NTCV-04 .....	126
D.1 Parámetros de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004) .....	126
D.1.1 Excitación de fondo B .....	127
D.1.2 Factor reductivo de tamaño S.....	128
D.1.3 Relación de energía en ráfaga F.....	129
D.1.4 Tasa media de fluctuación y factor de respuesta máxima .....	129
Apéndice E: Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos .....	133
E.1 Carga de plastificación .....	133
E.1.1 Relaciones ancho grueso y pandeo local .....	133
E.1.2 Pandeo lateral .....	133
E.1.3 Pandeo por torsión o flexotorsión. ....	133
E.1.4 Estado límite de flexión, torsión o flexotorsión y pandeo local combinados .....	134
E.1.5 Estado límite de los miembros a tensión .....	135
E.2 Resistencia a compresión de los elementos críticos.....	135

Apéndice F: Modelado en OpenSees .....	142
F.1 Introducción .....	142
F.2 Definición del modelo “Model BasicBuilder” .....	143
F.3 Definición de nodos “Node” .....	143
F.4 Definición de apoyos “Fix” .....	143
F.5 Definición de material “uniaxialMaterial” .....	143
F.5.1 Comportamiento histerético del acero “Steel02 Material” .....	144
F.6 Comandos de transformación geométrica.....	145
F.6.1 Transformación del sistema de coordenadas “Linear Transformation” .....	145
F.7 Secciones con fibras .....	145
F.7.1 Comando de fibras en forma de cuadrilátero “Quadrilateral Patch Command” .....	146
F.7.2 Comando de fibras en forma circular “Circular Patch Command” .....	147
F.7.3 Comando “Section Agregator” .....	147
F.8 Comandos para crear elementos .....	148
F.8.1 Elemento armadura “Truss Element” .....	148
F.8.2 Elemento armadura Corrotacional “Corrotational Truss Element” .....	148
F.8.3 Elemento elástico viga-columna “Elastic Beam Column Element” .....	149
F.8.4.1 Elemento viga-columna no lineal “Nonlinear Beam Column Element” .....	150
F.8.4.2 Elemento viga con articulaciones “Beam With Hinges Element” .....	150
F.8.4.3 Elemento viga-columna con desplazamientos “Displacement-Based Beam-Column Element” .....	151
F.8.4.4 Elementos utilizados en el modelo .....	152
F.8.5 Otros elementos.....	152
F.9 Cargas y análisis con OpenSees .....	152
F.9.1 Comandos para patrones de carga “Pattern Command” .....	152
F.9.1.1 Patrón de cargas “Plain Pattern” .....	152
F.9.1.2 Comandos de carga “Load Command arguments” .....	153
F.9.1.3 Cargas en los elementos “eleLoad Command” .....	153
F.9.2 Comandos de análisis “Analysis Command” .....	154
F.9.2.1 Análisis Estático “Static Analysis” .....	155
F.9.3 Análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes “Pushover” .....	155
F.9.3.1 Análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes .....	156

## Índice de figuras

Figura I Maniobra con torre Lince en el colapso de una torre de transmisión de celosía	14
Figura II Colapso de varias torres consecutivas en una línea de alta tensión	15
Figura 1.1 Definición de la deflexión $D$ en líneas de transmisión de alta tensión	17
Figura 1.2 Torre de transmisión de celosía de suspensión	18
Figura 1.3 Torre de transmisión de celosía de tensión	18
Figura 1.4 Torre de transmisión de celosía de remate	19
Figura 1.5 Componentes de una torres de transmisión de celosía	19
Figura 1.6 Aislador de vidrio templado	21
Figura 1.7 Cadena de aisladores	22
Figura 3.1 Influencia de la rugosidad del terreno en la velocidad de capa límite	36
Figura 3.2 Comparación de perfiles de velocidad	39
Figura 3.3 Comparación de los distintos factor de ráfaga de respuesta	42
Figura 3.4 Comparación de las fuerzas de diseño para un periodo de la estructura menor de 1.0 seg y distintas rugosidades del terreno	43
Figura 3.5 Comparación de las Fuerzas de diseño con una velocidad regional de 39 m/s para periodos de 1.0, 1.5, 2.0 y 2.5 seg	44
Figura 4.1 Deflexión de la línea $\Delta$ para determinar el componente de tensión mecánica en los cables	49
Figura 4.2 Isométrico de la torre 43T10	52
Figura 4.3 Distribución de perfiles 43T10	53
Figura 4.4 Relación de solidez $\phi$ y patrón de carga torre 43T10	54
Figura 4.5 Isométrico de la torre 53T10	55
Figura 4.6 Distribución de perfiles 53T10	57
Figura 4.7 Relación de solidez $\phi$ y patrón de carga torre 53T10 (adaptada de Tapia y Sordo 2012)	58
Figura 4.8 Desplazamientos máximos en la cruceta de hilo de guarda (cm)	59
Figura 4.9 Deformaciones entre altura de crucetas torre 43T10	59
Figura 4.10 Configuración modal de los cuatro modos de la torre 43T10	60
Figura 4.11 Ejemplo de la revisión por resistencia a compresión	61
Figura 4.12 Desplazamientos máximos en la cruceta de hilo de guarda (cm)	61
Figura 4.13 Distorsiones máximas entre altura de crucetas torre 53T10	62
Figura 4.14 Configuración modal de los cuatro modos de la torre 53T10	62
Figura 4.15 Ejemplo de la revisión por resistencia a compresión	63
Figura 4.16 Cargas actuantes en el apoyo crítico de la torre 53T10	65
Figura 4.17 Cargas actuantes en el apoyo crítico de la torre 43T10	65
Figura 5.1 Diagrama de flujo del modelado en <i>OpenSees</i> de las torres de transmision de celosía	68
Figura 5.2 Divisiones en las extensiones de las torres	70
Figura 5.3 Sección transversal equivalente para los ángulos unidos en sus almas	71
Figura 5.4 Posicionamiento de las piezas de los ángulos sencillos	71

Figura 5.5 Fuerza actuante en los nodos	73
Figura 5.6 Definición de la dirección del viento en los modelos en estudio	74
Figura 5.7 Deformaciones de los montantes de la torre 43T10 en función del paso en el análisis	75
Figura 5.8 Deformaciones de los montantes de la torre 53T10 en función del paso en el análisis	75
Figura 5.9 Distorsiones entre nodos principales de conexión	76
Figura 5.10 Curvas de capacidad de los elementos a cada 5 metros en la torre 43T10	78
Figura 5.11 Curvas de capacidad elementos críticos de las extensiones de la torre 43T10	79
Figura 5.12 Curvas de capacidad de los elementos críticos de la torre 43T10	80
Figura 5.13 Curvas de capacidad torre 53T10	81
Figura 5.14 Curvas de capacidad elementos críticos de las extensiones de la torre 53T10	82
Figura 5.15 Curvas de capacidad de los elementos críticos de la torre 53T10	83
Figura 5.16 Cambio de sección de la torre 53T10	84
Figura 5.17 Desarrollo del mecanismo	85
Figura 5.18 Desarrollo del mecanismo	86
Figura 5.19 Curva de capacidad	87
Figura 5.20 Sobrerresistencia $Q$ y ductilidad $\mu$ para los periodos de la torre 43T10 y 53T10	88
Figura A.1 Tipo de terreno en el lugar del colapso	101
Figura A.2 Vista del tipo de terreno en el lugar de colapso	101
Figura A.3 Ubicación de las torres colapsadas en Santa Teresa, Edo. de México	102
Figura A.4 Daños en el cuerpo recto y circuitos	103
Figura A.5 Pandeo en el cambio de sección del cuerpo recto	103
Figura A.6 Colapso parcial en torre 2	104
Figura A.7 Daño en cuerpo piramidal torre 2	104
Figura A.8 Vista en perspectiva de los daños en las extensiones de la torre 2	105
Figura A.9 Acercamiento de los daños en las extensiones de la torre 2	105
Figura A.10 Vista de la torre 3 durante las maniobras	106
Figura A.11 Vista de las extensiones de la torre 3	107
Figura A.12 Daños en la extensiones de la torre 4	107
Figura B.1 Comportamiento del factor que define el periodo de retorno reglamento del japonés	109
Figura B.2 Comportamiento del factor de topografía $E_g$ conforme al reglamento japonés	111
Figura B.3 Posición supuesta de la estructura para ejemplificar el factor de topografía $E_g$	111
Figura B.4 Variación del factor de topografía en función de la inclinación $H/2L_u$	113
Figura B.5 Variación del factor de topografía para una estructura en un promontorio	115-116
Figura B.6 Definición de variables para la obtención del factor de topografía	116
Figura D.1 Diagrama de flujo del procedimiento para obtener la presión de diseño según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	126
Figura D.2 Factor de excitación de fondo $B$ según NTCV	127
Figura D.3 Factor reductivo de tamaño $S$	128
Figura D.4 Relación de energía en ráfaga $F$ según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	129

Figura D.5 Tasa media de fluctuación según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	130
Figura D.6 Comportamiento del factor de respuesta máximo según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	130
Figura F.1 Gráfica esfuerzo deformación del acero utilizando el comando " <i>Steel02</i> "	144
Figura F.2 Coordenadas y divisiones del comando " <i>patch quad</i> "	146
Figura F.3 Coordenadas y parámetros del comando " <i>circular patch</i> "	147
Figura F.4 Elemento viga con articulaciones	151
Figura F.5 Instrucciones para el análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes	156



## Índice de tablas

Tabla 1.1 Características mecánicas de conductores	20
Tabla 1.2 Características mecánicas del hilo de guarda	21
Tabla 1.3 Peso de cadena de aisladores y accesorios	22
Tabla 1.4 Esfuerzos de aceros estructurales utilizados en torres de transmisión de celosía	23
Tabla 1.5 Resistencia a corte simple de tornillos	24
Tabla 2.1 Eigen-frecuencias de la torre de transmisión de celosía en el plano de vibración	26
Tabla 2.2 Eigen-frecuencias de la torre de transmisión de celosía fuera del plano de vibración	26
Tabla 3.1 Definición de variables para la determinación de la velocidad de diseño	35
Tabla 3.2 Variables del factor de ráfaga de respuesta	41
Tabla 4.1 Combinaciones de carga	51
Tabla 4.2 Perfiles estructurales 43T10	53
Tabla 4.3 Fuerzas sobre los conductores	54
Tabla 4.4 Fuerza sobre el hilo de guarda	54
Tabla 4.5 Proyección de las tensiones mecánicas en los cables	55
Tabla 4.6 Perfiles estructurales 53T10	56
Tabla 4.7 Fuerzas sobre los conductores	58
Tabla 4.8 Fuerza sobre el hilo de guarda	58
Tabla 4.9 Proyección de fuerzas mecánicas	59
Tabla 4.10 Resultados del análisis dinámico	60
Tabla 4.11 Resultados del análisis dinámico	63
Tabla 4.12 Porcentaje de participación de demandas en apoyo tipo por carga axial	64
Tabla 4.13 Porcentaje de participación de demandas en apoyo tipo por cortante	64
Tabla 5.1 Características de deformación de las torres de celosía	74
Tabla B.1 Magnitudes del parámetro C	114
Tabla B.2 Parámetros de incremento de la velocidad en escarpes y promontorios	115
Tabla D.1 Factor ráfaga de respuesta $G$ obtenido con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento	131
Tabla F.1 Comandos análisis estáticos	155

## Objetivo

Analizar el comportamiento estructural de torres de transmisión de celosía existentes en México mediante análisis elásticos e inelásticos ante cargas estáticas monótonas crecientes, a partir de reglamentos especializados con el propósito de conocer el desarrollo del mecanismo de colapso.

## Objetivos específicos

- Revisar de manera crítica los resultados de investigaciones experimentales y analíticas de torres de transmisión de celosía reportadas en la literatura especializada.
- Diferenciar las metodologías de diseño para evaluar el comportamiento de la estructura ante vientos intensos para comparar los patrones de carga propuestos por reglamentos especializados internacionales identificando los casos más desfavorables.
- Identificar las condiciones que rigen el diseño en torres de transmisión de alta tensión: magnitud de las tensiones mecánicas en los cables, vibración de los conductores y sistema de aisladores, presión por la carga de viento en la estructura, cargas generadas durante las maniobras de montaje, etc.
- Analizar la respuesta inelástica de torres de transmisión de celosía, a partir de modelos refinados.
- Evaluar la ductilidad y sobrerresistencia de las torres de transmisión de celosía existentes en México mediante modelos analíticos refinados en el programa *OpenSees*.
- Identificar los elementos estructurales críticos que dominan el colapso de la estructura y la respuesta inelástica de las torres de transmisión de celosía ante los diferentes patrones de carga considerados.
- Proponer recomendaciones de diseño que permita al ingeniero de la práctica diseñar estructuras con mecanismos de falla más fácilmente predecibles.

## Resumen

Esta investigación presenta un estudio analítico sobre el comportamiento estructural de torres de transmisión de celosía sometidas a patrones de presión por viento intenso. El estudio centra su atención en dos torres existentes de 43.62 m y 52.53 m de altura para 400 kV con dos circuitos con un conductor por fase y dos hilos de guarda en seis crucetas construidas en la zona centro de México. Ambas torres son de tensión y fueron diseñadas para soportar una deflexión de 10 grados con tensiones mecánicas en los conductores de 3,700 kg y 1,000 kg en el hilo de guarda.

La investigación incluye una amplia comparación de los criterios para el diseño eólico de torres de transmisión de celosía en escenarios equivalentes considerando el Reglamento Japonés (AIJ-06 2006), el Reglamento Australiano – Neozelandés (AS/NZS-11 2011), el Reglamento de la India (IS875-87 2003), el Reglamento Norteamericano (ASCE-05 2006), el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08 2008) y las Normas Técnicas para el Diseño por Viento del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCV-04 2004).

Este estudio centra su atención en los resultados de análisis inelásticos ante carga estática monótona creciente que se realizaron a ambos modelos de las torres de transmisión de celosía. Las estructuras se analizaron en el programa *OpenSees* mediante modelos refinados de las torres en tres dimensiones que tienen discretizadas las secciones transversales en fibras y segmentos en los principales elementos de soporte para modelar adecuadamente el pandeo global.

La tesis se organiza de la siguiente manera:

En el capítulo 1 de esta investigación se describe los tipos de torre de transmisión de celosía, los materiales que constituyen sus elementos estructurales, los tipos de conductores utilizados en el área metropolitana del Distrito Federal y los tipos de tornillos normalizados.

En el capítulo 2 se relatan investigaciones internacionales de mediciones, pruebas experimentales y modelos analíticos; el objetivo de las investigaciones es obtener y describir la respuesta de las torres de transmisión de celosía ante viento intenso.

En el capítulo 3 se estudian diversos reglamentos internacionales de acciones por viento para determinar las similitudes y diferencias en las fuerzas de diseño con distintas rugosidades de terreno a la que está sometida una torre de transmisión de celosía en distintas partes del mundo.

En el capítulo 4 se presenta una descripción general de las torres de transmisión de celosía para determinar las combinaciones de carga y seleccionar la combinación de carga crítica; con la combinación de carga crítica se realiza una comparación de las fuerzas actuantes en la torre. Las torres se modelan en el programa SAP2000 (CSI 2006) para determinar sus propiedades dinámicas considerando el patrón de cargas reglamentario del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08 2008) cuando las torres son desplantadas en un terreno plano con pocos obstáculos. Con los resultados se determina la distorsión de la torre y se revisa la capacidad resistente de los elementos sometidos a compresión y tensión con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04 2004).

En el capítulo 5 se reportan los resultados de análisis no lineales mediante cargas monótonas crecientes que se realizaron a modelos de las torres de transmisión de celosía, con el fin de obtener la distorsión de fluencia y la distorsión de deformación plástica. Se muestran las curvas de capacidad obtenidas de los elementos sometidos a tensión y compresión en distintas alturas de la torre. El estudio centra su atención en describir el comportamiento de los elementos que guían al colapso en la zona donde se presentó la mayor concentración de daño. Por último, se muestran los resultados de la curva de capacidad global, la sobrerresistencia y ductilidad que desarrollaron las torres estudiadas.

En el capítulo 6 se presentan conclusiones de los distintos resultados más importantes de los modelos realizados y las diferencias que existen entre los reglamentos estudiados.

En el Apéndice A titulado “Visita a Campo de Torres de Celosía Colapsadas” se hace una descripción de las torres colapsadas en Santa Teresa Estado de México por viento intenso; se presenta un croquis de localización, fotografías del terreno y el daño sufrido en las torres de transmisión de celosía.

En el Apéndice B titulado “Periodo de Retorno y Factor de Topografía” se evalúa el factor topográfico de distintos reglamentos internacionales, la finalidad de este Apéndice es describir los posibles efectos que modifican el perfil de velocidad del viento y por ende las fuerzas de diseño. Se espera que este Apéndice sea utilizado en estudios posteriores.

En el Apéndice C titulado “Ecuaciones Reglamentarias del Factor Ráfaga de Respuesta” se presenta las distintas ecuaciones de los reglamentos internacionales para evaluar el factor ráfaga de respuesta de una torre de transmisión de celosía.

En el Apéndice D titulado “Criterios de Efectos Dinámicos NTCV-04” se presenta un estudio paramétrico del factor de respuesta utilizado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004), evaluando distintos parámetros como el factor de excitación de fondo, el factor reductivo de tamaño, la relación de energía de ráfaga, entre otros parámetros.

En el Apéndice E titulado “Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos” se obtiene la resistencia a compresión de los elementos críticos de las torres de transmisión de celosía utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

En el Apéndice F titulado “Modelado en *OpenSees*” se describe los distintos comandos que se utilizaron en este trabajo de investigación para realizar el análisis de dos torres de transmisión de celosía, el objetivo de este Apéndice es orientar y realizar una introducción al lector de modelado de torres de transmisión de celosía cuando requiera realizar análisis no lineales.

## Introducción

En los últimos años diferentes fenómenos hidrometeorológicos han causado daños importantes a la infraestructura en diferentes regiones de México. Los vientos intensos ocasionados por los huracanes han dañado y colapsado torres de transmisión de celosía, perjudicando el suministro de energía eléctrica a varias ciudades y poblaciones, restringiéndolas de un servicio muy importante.

El promedio de huracanes que han impactado a México entre 1970 y 2007 son de 2 y 3 para las costas colindantes con el océano atlántico y pacífico respectivamente (García et al. 2009), el número de torres de transmisión de celosía afectadas por este fenómeno puede variar en función de la trayectoria y de la intensidad del huracán; por ejemplo, el huracán Dean derribó 14 torres de alta tensión (García et al. 2009).

La probabilidad de que uno de estos eventos cruce una línea de transmisión de corriente eléctrica es significativa, debido a la extensión que presentan estos sistemas de transmisión es de varios kilómetros.

Las líneas de transmisión conforman gran parte de las redes eléctricas existentes en el país. La transmisión de energía se realiza mediante corriente alterna o corriente directa. Dependiendo del voltaje al cual se realiza la transmisión de energía eléctrica, las líneas se clasifican en líneas de transmisión y distribución.

La energía eléctrica es muy importante en la vida diaria del ser humano y más aún en situaciones de emergencia, ya que el funcionamiento de hospitales, estaciones de bomberos, escuelas, universidades, fábricas, entre otros, se ven afectados por la falta de este servicio fundamental.

Cuando se presenta el daño en una línea de transmisión, para reanudar las actividades diarias es necesario reparar las torres de transmisión de celosía lo que conlleva un alto costo económico y una grave emergencia a la Comisión Federal de Electricidad. El huracán Dean en el 2007 provocó un costo total en reparación de daños en el sector eléctrico de 90 millones de pesos (García et al. 2009).

El número de torres de transmisión de celosía derribadas en Carrillo Puerto por el huracán Dean fue de 14 con un costo total de \$7,719,000 pesos (García et al. 2009); entonces el costo de reparación de cada torre sin cimentación, cables, herrajes y aisladores es de \$551,000 pesos aproximadamente.

Existen varios reglamentos internacionales especializados para el análisis y diseño de torres de transmisión de alta tensión que proponen filosofías de diseño con algunas variaciones, pese a que se trata de un mismo fenómeno meteorológico. Entonces, prácticamente cada reglamento propone un patrón de carga único.

Esta variabilidad, se agrava en el caso de México, puesto que no existen configuraciones de torres de transmisión de celosía únicas. Las torres varían en dimensiones, secciones de armado, configuraciones y capacidades entre una y otra línea de alta tensión. Las torres del área metropolitana hasta el 2009 estuvieron a cargo de Luz y Fuerza que construía conjuntos de torres normalizadas, pero que eran sumamente diferentes a las que existen en el interior del país. La Comisión Federal de Electricidad licita el diseño, fabricación y construcción de las líneas, por lo que

cada fabricante puede proponer variaciones de los diseños iniciales siempre que compruebe que tienen un adecuado comportamiento estructural.

La solución provisional cuando las torres de transmisión de celosía colapsan o se dañan se realiza mediante el izado de torres provisionales llamadas Lince, las cuales son estructuras ligeras de aluminio que se instalan de manera provisional mientras se efectúa la reconstrucción de la torre dañada (figura I) y llevan la energía eléctrica a las zonas afectadas.



Figura I Maniobra con torre Lince en el colapso de una torre de transmisión de celosía (cortesía Dr. Edgar Tapia)

Sin embargo, cuando el daño originado por el viento intenso se presenta en varias torres de celosía consecutivas en una línea de transmisión, la solución de la torre Lince es insuficiente, porque la cantidad de torres Lince disponibles es limitado (figura II). Asimismo, no es común que Comisión Federal de Electricidad cuente con algunas torres de transmisión en bodega para estas contingencias por el costo económico que representa tener estructuras fabricadas sin utilizar; aunado a que existe una gran cantidad de configuraciones de torres de transmisión con ligeras variaciones que impide que las torres de transmisión sean intercambiables.

Mientras se desarrollaba esta investigación, el 21 de abril del 2014 a las 19:00 horas se presentó el colapso de varias torres de transmisión de celosía sobre un tramo del Circuito Exterior Mexiquense, derivado de un fuerte viento y una tormenta, lo que afectó al tráfico vehicular de esa vialidad y provocó que más de 120 mil personas quedaran sin servicio eléctrico en colonias y poblaciones.



Figura II Colapso de varias torres de transmisión de celosía consecutivas en una línea de alta tensión (cortesía Dr. Edgar Tapia)

En el Apéndice A titulado “Visita a Campo de Torres de Celosía Colapsadas” de esta investigación se muestran la descripción de lugar y las fotografías de las torres de transmisión de celosía colapsadas en Santa Teresa, Estado de México el 21 de abril del 2014. Vale la pena hacer notar, que estos colapsos se registraron por vientos continentales. Lo anterior implica que las torres de transmisión no sólo son sensibles a vientos de huracanes, sino a viento intenso tierra adentro.



# **Capítulo I: Torres de Transmisión de Líneas Eléctricas de Alto Voltaje de Celosía**



# Capítulo I: Torres de Transmisión de Líneas Eléctricas de Alto Voltaje de Celosía

## 1.1 Características y tipos de torres de transmisión de celosía

Las torres de transmisión de celosía son llamadas así debido a que no requieren apoyos adicionales para que las distintas fuerzas de diseño actúen en los elementos estructurales sometidos a compresión o tensión. Estas torres forman parte de líneas de transmisión eléctrica que sirven para transportar y distribuir energía eléctrica. Existen distintos reglamentos o especificaciones para el diseño de las torres de transmisión, en México se utiliza la especificación CFE J 1000-50 Torres para Líneas de Subtransmisión y Transmisión (ES-CFE-06 2006) y en Estados Unidos se utiliza el ASCE 10-97 "*Design of Latticed Steel Transmission Structures*" (ASCE-10 2000).

Dado que el funcionamiento de una línea de transmisión podría resultar esencial en caso de una emergencia, los postes y torres de celosía de alta tensión se consideran como estructuras tipo A, conforme al artículo 138 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04 2004). Este artículo clasifica a las estructuras en dos grupos según su importancia, los grupos son el A y el B; las estructuras grupo A, son aquellas que pueden contener sustancias peligrosas o que en casos de emergencia su funcionamiento es esencial.

Las estructuras grupo B, son todas las edificaciones comunes; las estructuras de transmisión de baja tensión<sup>1</sup> y de obras provisionales para maniobras se clasifican como tipo B (Tapia 2007).

Se llama deflexión  $D$  a los grados que cambia la trayectoria de la línea en el plano en los levantamientos topográficos de líneas de transmisión de alta tensión<sup>2</sup> (figura 1.1) (Tapia y Sordo 2012).

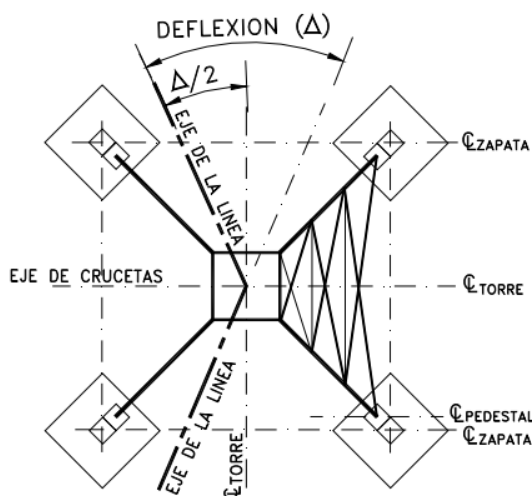


Figura 1.1 Definición de la deflexión  $D$  en líneas de transmisión de alta tensión (Tapia y Sordo 2012)

<sup>1</sup> Baja tensión son líneas de transmisión en México donde el voltaje de la línea es menor a 23 KV (Tapia 2007).

<sup>2</sup> Alta tensión son líneas de transmisión en México donde el voltaje de la línea sea mayor a 60 kV (Tapia 2007).

Se distinguen tres tipos de torres de transmisión de celosía, según su uso:

- a) En las torres de transmisión de celosía de suspensión las tensiones mecánicas producidas por los cables son despreciables; estas torres tienen por función soportar el peso de los conductores, cadenas de aisladores, presiones por viento, y guían a los cables (conductores e hilo de guarda) a lo largo de la línea de transmisión con nula o muy poca deflexión, como máxima de  $D = 2^\circ$  como se muestra en la figura 1.2.



Figura 1.2 Torre de transmisión de celosía de suspensión (Semblantes 2010)

- b) Las torres de transmisión de celosía de tensión son utilizadas cuando se requiere un cambio de dirección en la línea de transmisión y tienen por función soportar las componentes generadas de la tensión mecánicas en los cables provocados por deflexiones de la línea de transmisión. Se distinguen en función de la deflexión máxima que soportan, siendo la mínima  $D = 10^\circ$  como se muestra en la figura 1.3.



Figura 1.3 Torre de transmisión de celosía de tensión (Semblantes 2010)

- c) Las torres de transmisión de celosía de remate tienen por función soportar remate o cambios de magnitudes en las tensiones mecánicas de los cables, son comúnmente usadas en las llegadas a las subestaciones por el cambio de tensión hacia los marcos de remate (figura 1.4). Debido a las fuerzas mecánicas en los conductores este tipo de torres poseen elementos más resistentes.



Figura 1.4 Torre de transmisión de celosía de remate (Semblantes 2010)

## 1.2 Componentes de una torre de transmisión de celosía

En la figura 1.5 se muestran los componentes principales de una torre de transmisión de celosía, los cuales se comentan en las secciones siguientes.

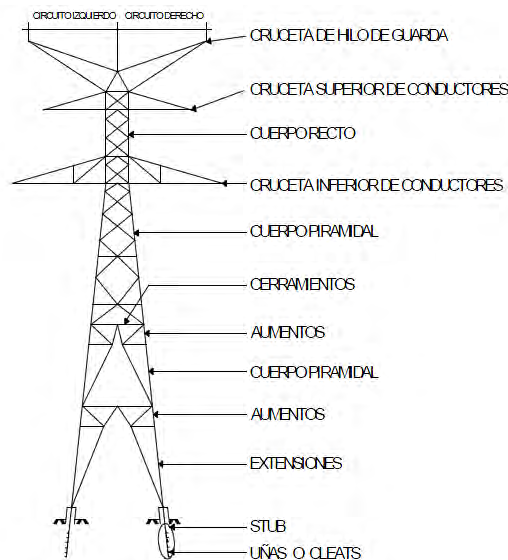


Figura 1.5 Componentes de una torres de transmisión de celosía (Semblantes 2010)

### 1.2.1 Conductores

En la tabla 1.1 se mencionan algunas características mecánicas de dos tipos de conductores.

Tabla 1.1 Características mecánicas de conductores (Tapia 2007)

Concepto	ACSR 795 MCM, Condor	ACSR 1113 MCM Blue jay
Número de hilos	54/7	45/7
Diámetro (mm)	28	32
Área, (mm)	456	603
Peso unitario (kg/m)	1.524	1.870
Carga de ruptura	12,940	14,030
Módulo de elasticidad inicial <sup>3</sup> (kg/mm <sup>2</sup> )	5,202	5,483
Módulo de elasticidad final <sup>4</sup> (kg/mm <sup>2</sup> )	6,678	6,587
Coefficiente de dilatación lineal inicial <sup>5</sup> (1/°C)	18.28(10) <sup>-6</sup>	20.53(10) <sup>-6</sup>
Coefficiente de dilatación lineal final <sup>6</sup> (1/°C)	19.26(10) <sup>-6</sup>	20.80(10) <sup>-6</sup>

### 1.2.2 Hilo de guarda

Los hilos de guardas son cables que se instalan en la parte más alta de la torre de transmisión de celosía y suelen estar conformados por 7 hilos de acero de alta resistencia de acero galvanizado. En la tabla 1.2 se muestran las características mecánicas. Los hilos de guarda sirven para reducir el riesgo eléctrico cuando una persona toca una torre de alta tensión y captar la descarga eléctrica de un rayo para conducirlo a tierra.

---

<sup>3</sup> Modulo elástico inicial se relaciona con el esfuerzo de fluencia, a través de la deformación de fluencia (Hibbeler 2006).

<sup>4</sup> Modulo elástico final se relaciona con el esfuerzo último, a través de la deformación última (Hibbeler 2006).

<sup>5</sup> Coeficiente de dilatación lineal inicial es el cociente que mide el cambio relativo de longitud que se produce para el intervalo elástico del conductor (Tapia 2007)

<sup>6</sup> Coeficiente de dilatación lineal final es el cociente que mide el cambio relativo de longitud que se produce para el intervalo elástico del conductor (Tapia 2007)

Tabla 1.2 Características mecánicas del hilo de guarda (Tapia 2007)

Características	Hilos de guarda
Número de hilos	7
Diámetro (mm)	9.5
Características	Hilos de guarda
Área, (mm)	51.2
Peso unitario (kg/m)	0.406
Características	Hilos de guarda
Carga de ruptura	4,900
Módulo de elasticidad inicial (kg/mm <sup>2</sup> )	15,747
Módulo de elasticidad final (kg/mm <sup>2</sup> )	18,137
Coeficiente de dilatación lineal inicial (1/°C)	11.52(10) <sup>-6</sup>

La tensión mecánica de los cables de guarda debe coordinarse con la tensión de los conductores a fin de salvar las distancias mínimas entre ellos.

### 1.2.3 Aisladores

Las funciones de los aisladores son diversas y se mencionan las siguientes:

- Sujetan mecánicamente al conductor.
- Soportan las cargas mecánicas del conductor.
- Aísla eléctricamente el conductor de la torre de celosía.

Existen dos tipos de aisladores; los de vidrio y los de porcelana siendo los primeros los más utilizados, en las torres de transmisión de alta tensión. Todos los aisladores deben de cumplir la normatividad vigente.

En la figura 1.6 se muestra un tipo de aislador de vidrio templado y una cadena, la cual consta de varios aisladores de vidrio, se muestra en la figura 1.7



Figura 1.6 Aislador de vidrio templado (adaptadas de Sagard & Cognetas La Granja 2009)



Figura 1.7 Cadena de aisladores (adaptada de Sagard & Cognetas La Granja 2009)

Los pesos de las cadenas de aisladores se enuncian en la tabla 1.3; incluyendo gancho con bola, calavera con ojo, grapa necesaria y varillas protectoras en su caso.

Tabla 1.3 Peso de cadena de aisladores y accesorios (Tapia 2007)

Identificación	Torre de celosía de Suspensión	Torre de celosía Tensión
Línea de 85 kV un conductor por fase	42 kg	46 kg
Línea de 230 kV un conductor por fase	90 kg	271 kg
Línea de 230 kV dos conductores por fase	110 kg	283 kg
Línea de 230 kV tres conductores por fase	132 kg	297 kg
Línea de 400 kV un conductor por fase	148 kg	314 kg
Línea de 400 kV dos conductores por fase	167 kg	329 kg
Línea de 400 kV tres conductores por fase	186 kg	346 kg

#### 1.2.4 Elementos estructurales

De acuerdo al plano de montaje de las torres de transmisión de celosía en estudio, los perfiles estructurales son A572 Gr. 50, esto es acero B-200 de la norma mexicana con un esfuerzo de fluencia igual a  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$  para todos los perfiles estructurales más grandes a  $L2'' \times 1/4''$ . Los perfiles menores o iguales a  $L2'' \times 1/4''$  deben ser A36 con un esfuerzo de fluencia igual a  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .

## 1.3 Materiales

En los siguientes apartados se realiza una breve descripción de algunas propiedades mecánicas de los materiales que conforman a los elementos estructurales de una torre de transmisión de celosía.

### 1.3.1 Tipos de acero

Los aceros usados en los elementos estructurales de las torres de transmisión de celosía, suelen ser del tipo A36 o A572 (tabla 1.4) aunque pueden utilizarse otros materiales y productos diferentes a los indicados, si son apropiados y autorizados por el fabricante, el diseñador, mantenimiento y construcción. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hagan adecuado para el uso que se le pretenda dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la Ley Federal sobre Metrología y Normalización (Tapia 2007).

Tabla 1.4 Esfuerzos de aceros estructurales utilizados en torres de transmisión de celosía (Tapia 2007)

Tipo	$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Descripción
B-254 ( A36 )	2530	4080	Acero estructural
B-284 (A572) Gr50	3515	4570	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso vanadio

La magnitud del esfuerzo de fluencia  $F_y$  y de ruptura en tensión  $F_u$  enunciados son los mínimos que se utilizarán en el diseño.

### 1.3.2 Tornillos usados

Las conexiones soldadas no son recomendables en líneas de transmisión, por lo que siempre se preferirán conexiones atornilladas mediante tornillos tipo A394 que cumpla la norma ASTM A394 (ASTM 2000) para torres de transmisión de celosía con doble protección contra corrosión. La norma ASTM A394 (ASTM 2000), habla de los tipos de tornillos que pueden ser utilizados en la construcción de una torre de transmisión:

- Tipo 0.- Tornillos de acero galvanizado, con bajo o medio contenido de carbono.
- Tipo 1.- Tornillos de acero galvanizado, templados con medio contenido de carbono.
- Tipo 2.- Tornillos de acero galvanizado, con bajas aleaciones de carbono de acero del tipo martensita.
- Tipo 3.- Tornillos de acero sin recubrimiento templados y revenidos, con resistencia a la corrosión atmosférica

La norma establece las diferentes resistencias a tensión y cortante, la composición química, diferentes dimensiones, el método para llevar a cabo las pruebas necesarias para identificar las resistencias para las distintas clasificaciones de los tornillos, entre otras características.

En la tabla 1.5 se presenta la resistencia nominal de los tornillos por cortante simple  $F_n$ . Usualmente, no se utilizan conexiones con tornillos diseñados por tensión; pero en caso de requerir las capacidades por tensión, se sugiere acudir a las normas correspondientes ASTM A394 (ASTM 2000, Tapia 2007).

Tabla 1.5 Resistencia a corte simple de tornillos

Tornillo	Resistencia nominal $F_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )
A 325	4,220
A 394	3,220
A 490	5,280





## **Capítulo II: Estudios Recientes**

## Capítulo II: Estudios Recientes

En el diseño de torres de transmisión de celosía, los efectos de vibración de los componentes estructurales son muy importantes, por lo cual se han desarrollado muchos estudios experimentales y analíticos. A partir de modelos analíticos se describe el comportamiento de la torre, donde se evalúan los efectos de los conductores sobre la torres de transmisión. Por ejemplo, se han elaborado modelos en elemento finito que describen la falla de los elementos estructurales, también se han elaborado modelos de los patrones de carga relacionados con vientos intensos provocados por tormentas descendentes y tornados. Estos estudios han permitido elaborar recomendaciones de diseño para mitigar la falla.

### 2.1 Estudios analíticos

Li Pengyun *et al.* (2012) evaluaron las características dinámicas de una torre de transmisión de celosía y sus conductores ante cargas por viento. La torre de transmisión y sus conductores se modelaron en masas concentradas conectadas por elementos elásticos. Para obtener la respuesta de la torre y los conductores se determinó la energía cinética, la energía potencial, la matriz de rigideces, la matriz de masas, el coeficiente de velocidad generalizada y el coeficiente de desplazamiento.

En el estudio realizado se concluye que la mayor parte de la energía por viento es disipada por el amortiguamiento de la torre de transmisión de celosía.

El caso real de estudio es una torre de transmisión de celosía con una altura de 107.8m y un claro de 830m.

Los resultados numéricos demuestran que el método energético utilizado es efectivo para determinar la respuesta dinámica de la estructura, los resultados de las propiedades dinámicas de la torre sin conductores y con conductores dentro y fuera del plano se muestran en la tabla 2.1 y 2.2 (Pengyun *et al.* 2012).

Tabla 2.1 Eigen-frecuencias de la torre de transmisión de celosía en el plano de vibración  
(adaptada de Pengyun *et al.* 2012)

Frecuencia	Torre sin conductores	Torre con conductores
f1	1.348	1.044 (29.1%)
f2	3.641	2.850 (27.8%)
f3	4.993	4.712 (6.0%)

Tabla 2.2 Eigen-frecuencias de la torre de transmisión de celosía fuera del plano de vibración  
(adaptada de Pengyun *et al.* 2012)

Frecuencia	Torre sin conductores	Torre con conductores
f1	1.049	1.049 (0.0%)
f2	4.393	4.401 (0.2%)
f3	7.219	7.216 (0.04%)

Momomura *et al.* (1992) estudiaron las vibraciones inducidas por el viento en torres de transmisión de celosía reales a partir de mediciones obtenidas por micrómetros. Después, con el propósito de clarificar el comportamiento del sistema acoplado de la torre con los conductores, se realizaron una serie de análisis dinámicos para estudiar la respuesta.

Los datos fueron analizados en el flujo del viento en 8 direcciones diferentes. La dirección principal del viento se aproximó en la dirección sur-este. La velocidad promedio en la altura ( $H=106.5$  m) fue de 43.2 km/hr – 73.8 km/hr, con una intensidad de turbulencia<sup>7</sup> del 12.0 a 20.0 %. El factor de ráfaga<sup>8</sup> fue de 1.37 a 1.66.

En el espectro de Fourier de desplazamiento<sup>9</sup> de la torre de transmisión de celosía en la dirección transversal, en el intervalo alta de frecuencia<sup>10</sup> de 0.1 Hz o más se presentaron muchas magnitudes máximas. El estudio reporta que en la frecuencia de 1.30 Hz hay una magnitud máxima que coincide con el primer modo<sup>11</sup> de vibrar de la torre. En las frecuencias menores de 1.30 Hz, las magnitudes se deben a los conductores. La segunda magnitud máxima corresponde al segundo modo de vibrar de la torre.

Momomura *et al.* (1992) realizaron un estudio de un sistema de torres de transmisión de celosía, con las características que se mencionan en el artículo; respecto al periodo<sup>12</sup> de las cinco torres modeladas, varios modos de vibración equivalentes al modo de vibración primario fueron encontrados en el intervalo de 1.09 – 0.76 seg en la dirección transversal y de 1.14 – 0.50 seg en la dirección longitudinal. La frecuencia natural causada por la torsión está en el intervalo de 0.66 – 0.50 seg y los efectos de los conductores se encontraron en el intervalo de 10 – 1.0 seg.

Además, el estudio realiza una comparación de las frecuencias obtenidas experimentalmente y analíticamente del espectro de respuesta de la torre de transmisión de celosía en la dirección transversal, comparada con la magnitud medida se puede encontrar la magnitud máxima de la frecuencia en el rango de 0.1 Hz.

La fluctuación<sup>13</sup> de los conductores en el espectro de densidad<sup>14</sup>, reporta la misma magnitud de frecuencia máxima que la frecuencia fundamental para el espectro de respuesta<sup>15</sup> de la torre de celosía en dirección longitudinal. Sin embargo, en el intervalo de frecuencias de 0.3 – 1.0 Hz, la magnitud medida es más grande que el resultado del estudio analítico. La diferencia entre las magnitudes del estudio analítico y las magnitudes de los datos obtenidos en campo se debe a la

---

<sup>7</sup> Intensidad de turbulencia es la relación de la desviación estándar de la velocidad del viento en una dirección con la velocidad del viento con la velocidad media del viento (Holmes 2007).

<sup>8</sup> Factor de ráfaga es la relación de la velocidad del viento máxima en un intervalo de tiempo con la velocidad media del viento (Holmes 2007).

<sup>9</sup> El espectro de Fourier de desplazamiento muestra la distribución del movimiento de la torre respecto a las frecuencias o periodo (Chopra 2012).

<sup>10</sup> Frecuencia es la magnitud que mide el número de repeticiones por unidad de tiempo (Chopra 2012).

<sup>11</sup> Modo de vibración es la frecuencia a la cual la estructura deformable oscila (Chopra 2012).

<sup>12</sup> Periodo es el tiempo para que un sistema complete un ciclo de vibración (Chopra 2012).

<sup>13</sup> Fluctuación es la variación o perturbación en el tiempo (Holmes 2007).

<sup>14</sup> El espectro de densidad describe la distribución de la turbulencia con la frecuencia (Holmes 2007).

<sup>15</sup> El espectro de respuesta describe la máxima magnitud de un sistema de un grado de libertad para un movimiento en particular en función de la frecuencia o el periodo del sistema (Chopra 2012).

condición de apoyo entre los conductores y la torre de celosía no representa la condición de apoyo real.

Momomura *et al.* (1992) concluyen lo siguiente:

- Los espectros de respuesta de las mediciones realizadas comparándolos con los modelos analíticos son muy semejantes, excepto en valores menores a 0.3 Hz en la dirección longitudinal.
- El espectro de respuesta longitudinal es afectado por el modelado de los conductores debido a las condiciones de frontera.
- La magnitud máxima del espectro de respuesta de los conductores, se parecen a las magnitudes obtenidas de la torre de celosía en su dirección longitudinal.

En otro estudio, Mayumi *et al.* (2010) reportan que los métodos utilizados para la estimación del amortiguamiento<sup>16</sup> de las torres de transmisión de celosía se clasifican en dos: aquellos que usan una función del tiempo y los que usan una función de frecuencia de respuesta. Ellos aplicaron diferentes métodos para medir la respuesta de dos torres de transmisión y comparar los coeficientes de amortiguamiento.

En el estudio de Mayumi *et al.* (2010) una de las torres de transmisión de celosía tiene 214.5 m de alto, es una torre de transmisión tipo celosía de suspensión de 500 kV. Ocho anemómetros fueron posicionados en la torre para realizar las mediciones de viento. La ráfaga máxima de viento fue de 38.9 m/s, el máximo desplazamiento promedio encontrado en el lado recto de los conductores fue de 450.2 y 378.9 mm, respectivamente y la máxima aceleración fue de 0.45 m/s<sup>2</sup>.

En otra torre de transmisión de celosía de tensión de 500 kV reportada en el estudio Mayumi *et al.* (2010), con 70 m de altura, el promedio de la velocidad del viento fue de 29.1 m/s, la ráfaga máxima fue de 49.1 m/s y la aceleración máxima fue de 0.68 m/s<sup>2</sup>.

Analizando las aceleraciones medidos físicamente en la torre de transmisión de celosía de 214.5 m de alto debido a condiciones de viento intenso, Mayumi *et al.* (2010) aprecian en el espectro de respuesta, que los datos medidos incluyen la respuesta del 1er y 2do modo. Asimismo, los modos de los conductores están próximos a la frecuencia de los dos primeros modos de vibrar de la torre.

Las conclusiones del estudio Mayumi *et al.* (2010) son:

- El amortiguamiento es dependiente de la velocidad del viento.
- Los métodos empleados son eficientes para determinar el amortiguamiento.
- Para los dos modos de vibrar de la torre de transmisión de celosía existe un porcentaje de amortiguamiento.
- Los porcentajes de amortiguamiento no necesariamente se incrementan debido a la velocidad del viento.
- Los métodos empleados en este artículo son apropiados para determinar el porcentaje de amortiguamiento ante vientos intensos.

---

<sup>16</sup> Amortiguamiento es la capacidad de un cuerpo o sistema en disipar energía (Chopra 2012).

Savory *et al.* (2008), realizaron la medición de las variaciones de velocidad del viento en una torre de transmisión de celosía específica colocando “*strain gauges*” en cada una de las extensiones de la torre. De las mediciones se localizó las direcciones del viento que afectan a la estructura. Con las mediciones se obtuvieron las deformaciones para cada una de las extensiones de la torre de transmisión, calculando las variaciones de fuerzas a compresión y tensión.

En el estudio presentado por Savory *et al.* (2008), para el cálculo de las cargas sobre las extensiones utilizaron el reglamento británico, realizando la comparación de los resultados y las mediciones en la torres de transmisión de celosía, demostrando que el código británico se aproxima a las cargas reales producidas por viento en una torre de transmisión.

De acuerdo a Savory *et al.* (2001), en el diseño de las torres de transmisión de celosía el ingeniero cuenta con diferentes reglamentos para estudiar la torre ante vientos intensos, pero aun así se ha presentado el colapso de torres de transmisión en diferentes partes del mundo. Para el modelado de las torres, es necesario notar la diferencia entre las cargas ocasionadas por tornados y tormentas descendentes, debido a las fuerzas aplicadas a la estructura ya que en un tornado existen componentes radiales, tangenciales y verticales; en cambio para las tormentas descendentes se utiliza un perfil de velocidades.

Savory *et al.* (2001) estudiaron una torre de transmisión de celosía de 50.5 m de altura, donde los coeficientes de arrastre y el factor de ráfaga se determinaron con una combinación del ASCE y el “UK Code” para vientos por tornados y tormentas descendentes.

Las características utilizadas en el modelo de velocidad del viento del tornado que usaron Savory *et al.* (2001) fueron un radio de 60 m, una velocidad máxima tangencial de 90 m/s y una velocidad de traslación de 20 m/s. Por otra parte, las características utilizadas en el modelo de velocidad del viento en una tormenta descendente fueron un radio de 650 m, una velocidad radial de flujo de 80 m/s y una velocidad de traslación de 20 m/s.

En el estudio de Savory *et al.* (2001), la falla se presenta en la dirección “x” al aplicar las cargas debido al tornado. Las acciones principales que pueden ocasionar la falla son el cortante horizontal y el momento de volteo. El colapso es producido por las fuerzas cortantes que desarrollan fuerzas axiales en los elementos de la torre de la transmisión de celosía y cuando llegan a su máximo nivel de carga se presenta el pandeo.

## 2.2 Estudios experimentales

Mody *et al.* (1983), estudiaron la interacción de dos ángulos estructurales durante un número de Reynolds<sup>17</sup> de rango  $2 \times 10^4 - 10^5$ . Los especímenes tenían 2.54 cm x 2.54 cm y 7.62 cm x 7.62 cm de sección transversal respectivamente. El artículo menciona que los coeficientes obtenidos no se han registrado en la literatura.

---

<sup>17</sup> Número de Reynolds es el número adimensional que caracteriza el movimiento de un fluido en laminar o turbulento (Holmes 2007).

Mody *et al.* (1983) destacan la importancia de la variación del coeficiente de arrastre<sup>18</sup> ( $C_D$ ), el coeficiente de empuje<sup>19</sup> ( $C_L$ ) y el “pitching moment” que es el momento o torque debido a fuerzas aerodinámicas<sup>20</sup> ( $C_M$ ) producidos por el cambio de la inclinación del elemento en estudio.

Por otra parte, Prasad *et al.* (2012) realizaron análisis no lineales con modelos en elemento finito a las configuraciones de torres de transmisión de celosía de 132 kV, 400 kV y 275 kV; a cada torre se le aplicó un patrón de cargas distinto utilizando reglamentos como el ASCE, el “British Standard” y el IS: 802.

Prasad *et al.* (2012) realizaron pruebas experimentales en las torres de transmisión de celosía antes mencionadas. De la comparación de los análisis y las pruebas experimentales; los resultados analíticos no se aproximan a las cargas de falla obtenidas experimentalmente. La diferencia entre los resultados de los modelos analíticos en elemento finito y las pruebas experimentales se debe a distintas causas que no son incluidas en los modelos; las causas son: la imperfección en el montaje, criterios de diseño incorrectos y defectos del material.

De los resultados obtenidos por Prasad *et al.* (2012), se puede llegar a la conclusión que es necesario tener en cuenta los siguientes puntos para comprender el comportamiento de la torre de transmisión de celosía:

- Realizar análisis no lineales y estudiar el pandeo de los elementos de la torre de transmisión de celosía.
- Realizar una adecuada configuración de los diferentes arriostramientos de la torre de celosía.
- Revisar los elementos redundantes con el código británico.

## 2.3 Estudios desarrollados en México

Tapia y Sordo (2012) realizaron la comparación de distintos reglamentos con la finalidad de obtener las diferencias entre sus patrones de carga reglamentaria, por ejemplo las velocidades eólicas de diseño. Las torres de transmisión de celosía estudiadas son de alta tensión con una altura de 53 m. Además, estudiaron y compararon los coeficientes de arrastre de distintos reglamentos para la relación de solidez<sup>21</sup> de las torres estudiadas, la comparación de variación de las velocidades del viento normalizando la velocidad regional, realizando la comparación de los patrones de carga para campo abierto y para terreno con pocos obstáculos.

Tapia y Sordo (2012) analizaron el comportamiento de las torres de transmisión de celosía ante carga estática monótona creciente, para determinar el mecanismo de colapso de las torres

---

<sup>18</sup> Coeficiente de arrastre es la magnitud adimensional para cuantificar la resistencia de un objeto en un medio fluido (Holmes 2007).

<sup>19</sup> Coeficiente de empuje es la magnitud adimensional relacionada con el empuje generado cuando un fluido pasa por un objeto (Holmes 2007).

<sup>20</sup> Coeficiente de momento es la magnitud de momento o torque ocasionada por la fuerza aerodinámica sobre el objeto (Holmes 2007).

<sup>21</sup> Relación de solidez: Relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta (NTCV-04 2004).

analizadas. El estudio concluye que el mecanismo es dependiente del ángulo de derivación. Asimismo, determinaron la velocidad del viento que está relacionada con el colapso para cada uno de los reglamentos que disponían.



## **Capítulo III: Patrones de Carga**



## Capítulo III: Patrones de Carga

### 3.0. Introducción

En este capítulo, se presenta la metodología general de diseño que utilizan diferentes reglamentos internacionales, centrando la atención en la comparación de los criterios para determinar el perfil de velocidad del viento, los factores de amplificación dinámica y la fuerza lateral para el diseño por viento.

En el mundo existen diferentes reglamentos especializados en el diseño de las torres de transmisión de alta tensión de celosía. Los reglamentos que se revisan aquí son dos mexicanos: las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04 2004) y el capítulo de viento del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08 2008); el reglamento del Instituto de Arquitectura de Japón (*Architectural Institute of Japan*, AIJ-06 2006), el reglamento de diseño por viento de Australia y Nueva Zelanda (*Australian/New Zealand Standards*, AS/NZS-11 2011), el reglamento de la India (*The Indian Standards IS:875 Part3*, IS875-87 2003) y el reglamento con las especificaciones por viento de Estados Unidos (*Wind Load Standards ASCE 7-05*, ASCE-05 2006).

Los alcances de esta investigación no están centrados en un análisis comparativo de las tendencias normativas vigentes; sin embargo, de manera complementaria, en el Apéndice B titulado “Periodo de Retorno y Factor de Topografía” se presenta la descripción del periodo de retorno y la comparación de los distintos factores de topografía con base en los reglamentos especializados utilizados en este documento.

### 3.1. Filosofía de diseño

Los reglamentos comparados establecen una metodología para el cálculo de la presión del viento sobre una estructura en función de la altura. Para las torres de transmisión de celosía la metodología empleada es la siguiente:

1. Determinación de la velocidad de diseño.

En la determinación de este parámetro se involucra la velocidad regional del viento, un factor de topografía y un factor de modificación de altura.

2. Coeficientes de arrastre.

Los coeficientes de arrastre para una torre de transmisión de celosía son empleados en función del área sólida de la estructura y la dirección en la que se aplica el viento a la estructura. Los coeficientes de arrastre son utilizados para determinar la presión eólica.

3. Fuerzas estática.

La fuerza de diseño involucra el parámetro de la velocidad del viento y la densidad del aire para una determinada temperatura.

#### 4. Fuerzas dinámicas.

En todos los reglamentos la determinación del factor ráfaga de respuesta es complicado. Sin embargo, es importante hacer notar que el uso de este factor ráfaga de respuesta se debe considerar en estructuras esbeltas con periodos dominantes mayores a  $T > 1.0$  seg y/o que la relación altura  $H$  contra el ancho  $D$  sea mayor a 5, condiciones que no suelen ser las de las torres de transmisión de celosía que se estudian en esta investigación.

### 3.2 Velocidad de diseño $V_D$

La velocidad de diseño  $V_D$  se emplea para determinar la presión ejercida por el viento en los elementos de una estructura. En general, la velocidad de diseño  $V_D$  se define a partir de una velocidad regional que se establece a partir de la importancia de la estructura en función del periodo de retorno. Esa velocidad regional  $V_R$  se afecta por distintos factores que son definidos particularmente en cada reglamento.

Así, la ecuación 3.1 define la obtención de velocidad de diseño según las Normas Técnicas (apartado 3.1 NTCV-04 2004), la ecuación 3.2 establece el criterio del reglamento japonés (apartado A.6.1.2 AIJ-06 2006), la ecuación 3.3 al reglamento australiano (apartado 2.3 AS/NZS-11 2011), la ecuación 3.4 al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (apartado 4.2 MOC-CFE-08 2008), la ecuación 3.5 al reglamento de la India (apartado 5.3 IS-875-87 2003) y, por último, la ecuación 3.6 al reglamento estadounidense (apartado 6.5.4 ASCE-05 2006). En la tabla 3.1 se explican las variables de las ecuaciones presentadas para hacer notar la similitud o diferencias entre los factores que afectan la velocidad regional.

$$V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R \quad (\text{NTCV-04 2004}) \quad (3.1)$$

$$U_H = U_0 K_D E_g k_{rw} \quad (\text{AIJ-06 2006}) \quad (3.2)$$

$$V_{sit,\beta} = V_R M_d (M_{z,cat} M_s M_t) \quad (\text{AS/NZS-11 2011}) \quad (3.3)$$

$$V_D = F_T F_{rz} V_R \quad (\text{CFE-MOC-08 2008}) \quad (3.4)$$

$$V_z = V_D k_1 k_2 k_3 k_4 \quad (\text{IS875-87 2003}) \quad (3.5)$$

$$V_z = b \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha} V \quad (\text{ASCE-05 2006}) \quad (3.6)$$

El factor de protección se propone únicamente en el reglamento australiano (apartado 4.3 AS/NZS-11 2011). Este factor es utilizado en zonas urbanas y suburbanas, debido a que los obstáculos podrían representar una reducción de la velocidad de diseño del viento. El resto de los reglamentos incluye esta reducción en función del tipo de terreno (terreno en campo libre, terreno con pocas obstrucciones, terreno suburbano y terreno urbano).

Tabla 3.1 Definición de variables para la determinación de la velocidad de diseño

	<b>NTCV-04</b>	<b>AIJ-06</b>	<b>AS/NZS-11</b>	<b>MOC-CFE-08</b>	<b>IS875-87</b>	<b>ASCE-05</b>
Velocidad de diseño	Ec. 3.1.	Ec. 3.2.	Ec. 3.3.	Ec. 3.4.	Ec. 3.5.	Ec. 3.6.
Velocidad regional	$V_R$ se define una tabla en función del periodo de retorno	$U_0$ se define un mapa con un periodo de retorno de 100 años	$V_R$ se define en función del periodo de retorno para zonas ciclónicas o no ciclónicas	$V_R$ se define de mapas en función del periodo de retorno y la importancia	$V_D$ se define en un mapa con un periodo de retorno de 50 años	$V$ se define en un mapa para distintas direcciones del viento
Efecto de la topografía	$F_{TR}$ considera la rugosidad del terreno y su topografía, a partir de tablas	$E_g$ considera la inclinación del terreno y la topografía	$M_t$ se determina con ecuaciones y considera la topografía del terreno	$F_T$ es el mismo factor propuesto en AS/NZS-02	$k_3$ es el mismo factor propuesto en AS/NZS-02	$K_{zt}$ se determina con magnitudes en una figura para escarpes o montículos
Efecto de la variación en la altura	$F_a$ depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	$E_r$ depende de la altura y la ubicación en 5 tipos de terrenos	$M_{z,cat}$ depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	$F_{rz}$ depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	$k_2$ depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	$b \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha$ depende de la altura y la ubicación en 3 tipos de terrenos
Efecto de la dirección del viento	Se define en tablas	$K_D$ se define de una tabla que depende de la ciudad	$M_d$ se define de tablas en función de la región	Se define en tablas	$K_d$ define para el tipo de estructura y la ubicación	$K_d$ se define de una tabla para el tipo de estructura
Factor de periodo de retorno	En función del tipo de estructura	$k_{rw}$ se define en función de la vel. a 500 años	En función de la región específica	En función del tipo de estructura	$k_1$ se define para el tipo de estructura	En función de la región específica
Factor de protección	No necesario	No necesario	$M_s$ depende de los alrededores de la estructura	No necesario	No necesario	No necesario
Factor de importancia para zonas ciclónicas	No necesario	No necesario	Implícito en las tablas de velocidad regional	No necesario	$k_4$ se define para la importancia de la estructura	Estimado en la velocidad regional con datos meteorológicos

El factor de topografía se usa para caracterizar el cambio de la capa límite de la velocidad del viento debido a las características del terreno. De manera que las condiciones del suelo disminuyen o aumentan por fricción la intensidad de la velocidad (figura 3.1).

Todos los reglamentos definen el factor de topografía para las condiciones básicas (terreno en campo libre, con pocos obstáculos, suburbano y urbano) a partir de tablas. Para condiciones específicas se establece un procedimiento que toma explícitamente la ubicación de la estructura en relación a su posición conforme a escarpes o montículos.

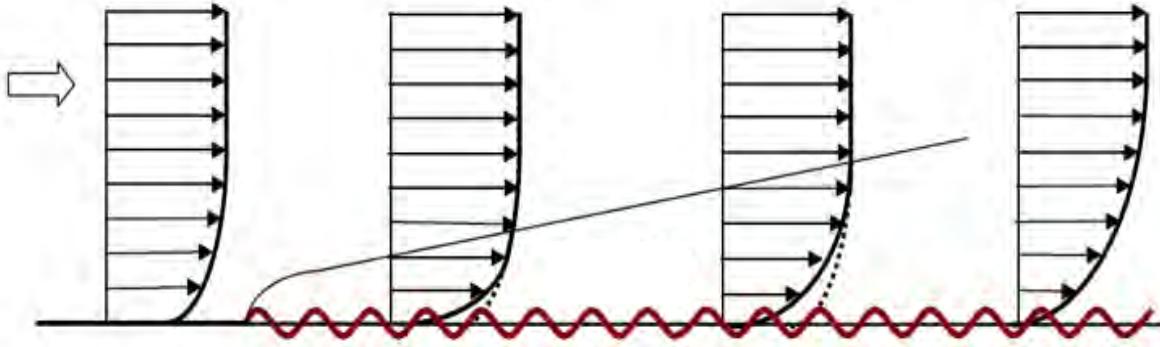


Figura 3.1 Influencia de la rugosidad del terreno en la velocidad de capa límite (tomado del AIJ-06 2006)

El factor de topografía considera el tipo de rugosidad del terreno donde se encuentra desplantada la estructura y su ubicación. Algunos reglamentos como el australiano proponen ecuaciones teóricas, en el caso del reglamento japonés la ecuación propuesta está basada en experimentos como se discute en AIJ-06-C (2006). Por el contrario, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Viento (NTCV-04 2004) simplifican considerablemente la obtención de las magnitudes de estos factores, esto se debe a que el factor se obtiene de una tabla simple.

En general, los reglamentos comparados realizan el cálculo del factor de topografía para las diferentes rugosidades del terreno considerando un factor de las condiciones topográficas. Este factor de las condiciones topográficas ( $F_T = (U + \Delta U)/U$ ) pretende considerar el aumento de la velocidad  $U$  provocada por la variación de la velocidad  $\Delta U$  que ocasionan los vórtices generados por las condiciones específicas de la topografía.

El factor de altura permite considerar el incremento en la velocidad del viento con el aumento de la altura hasta la capa límite atmosférico tomando en cuenta los tipos de terreno. Este factor toma en cuenta las categorías de terreno de cada reglamento (terreno de campo abierto, pocas obstrucciones, suburbano y urbano).

Debido a las diferentes rugosidades de terreno que podrían afectar la capa límite del viento sobre una estructura, las normas australianas plantean una interpolación que depende de las diferentes rugosidades de terreno (apartado 4.2 AS/NZS-11 2011). La magnitud del factor se define de una tabla en función de la categoría del terreno y la altura de la estructura. La magnitud del factor de variación de la altura  $M_{z,cat}$  varía entre  $M_{z,cat} = 0.75$  para estructuras menores a 3 metros de altura en terreno urbano hasta una magnitud de  $M_{z,cat} = 1.38$  para terreno en campo abierto en estructuras mayores a 500 m de altura. Asimismo, vale la pena mencionar que los comentarios del reglamento australiano proporcionan las ecuaciones para determinar este factor con base en un modelo matemático para vientos fuertes que desarrollaron Daves and Harris en 1978 (AS/NZS-02-C 2002). Para ejemplificar el procedimiento, en la ecuación 3.8 se incluye en este documento la ecuación que define el factor multiplicador de altura y de terreno para una estructura ubicada en terreno con pocas obstrucciones.

$$M_{(z,2)} = 0.10 \ln z + 0.0001 z + 0.77 \quad (3.8)$$

Además, el reglamento australiano estipula dos tipos de factores de variación en la altura dependiendo del estado límite que se está revisando. El primer estado corresponde al estado de servicio y el segundo corresponde al estado límite de resistencia (tablas 4.1A y 4.1B AS/NZS-11 2011). El estado de servicio se refiere a los vientos que cotidianamente deberá soportar la estructura, mientras que el estado límite de resistencia se refiere a los vientos más intensos que deberá soportar la estructura (apartado C4.2.1 AS/NZS-02-C 2002).

El factor de variación de la velocidad  $F_\alpha$  del viento en las NTCV-04 (apartado 3.12 NTCV-04 2004), se determina con la ecuación 3.9.

$$F_\alpha = \begin{cases} 1.0 & \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\ (z/10)^\alpha & \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\ (\delta/10)^\alpha & \text{si } z > \delta \end{cases} \quad (3.9)$$

La ecuación 3.9 depende de la altura gradiente  $\delta$ , medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y el exponente  $\alpha$  que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura. Los coeficientes  $\alpha$  y  $\delta$  están en función de la rugosidad del terreno (tabla 3.2 NTCV-04 2004).

El factor de variación  $E_r$  de la velocidad del viento del reglamento AIJ-06 (2006) es muy parecido a las NTCV-04 (2004) y se determina con la ecuación 3.10 (apartado A6.1.5 AIJ-06 2006). Hay que tener en cuenta que la variación del perfil de la velocidad del viento comienza en la base de la estructura y finaliza en su altura  $H$ .

$$E_r = \begin{cases} 1.7 \left( \frac{z}{Z_G} \right)^\alpha & Z_b < Z \leq Z_G \\ 1.7 \left( \frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha & Z \leq Z_b \end{cases} \quad (3.10)$$

La ecuación 3.10 depende del cambio de la altura de la estructura  $Z$  sobre el parámetro  $Z_G$  y el parámetro  $\alpha$  que representa la rugosidad del terreno (tabla A6.3 AIJ-06 2006).

El factor de variación del viento  $F_{rz}$  definido en MOC-CFE-08 (2008) se define con la ecuación 3.11, que depende de la altura de la estructura  $z$ , el coeficiente adimensional de la rugosidad del terreno  $c$ , el exponente que determina la variación del viento con la altura  $\alpha$  y la altura medida a partir del terreno de desplante  $\delta$ . Los parámetros  $c$ ,  $\alpha$  y  $\delta$  están en función de la rugosidad del terreno (tabla 4.2.3 MOC-CFE-08 2008).

$$F_{rz} = \begin{cases} c & \text{si } z \leq 10 \\ c \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha & \text{si } 10 < z < \delta \\ c \left( \frac{\delta}{10} \right)^\alpha & \text{si } z > \delta \end{cases} \quad (3.11)$$

El reglamento de la India IS875-87 (2003) no proporciona ninguna ecuación que haga referencia al cambio de la velocidad del viento con la altura para las distintas categorías de rugosidad del terreno, sino que el diseñador debe determinar la influencia de la altura mediante una tabla e interpolar para las magnitudes intermedias (apartado 5.3.2.4 IS875-87 2003).

Por otra parte, el factor de variación del viento del reglamento norteamericano ASCE-05 (2006) se define en la ecuación 3.12.

$$K_z = \begin{cases} 2.01 \left( \frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} & 15 \text{ ft} < z \leq z_g \\ 2.01 \left( \frac{15}{z_g} \right)^{2/\alpha} & z \leq 15 \text{ ft} \end{cases} \quad (3.12)$$

La ecuación 3.12 depende de la altura de la estructura  $z$ , el parámetro de velocidad de ráfaga a los 3 segundos y la altura nominal de la capa atmosférica  $z_g$ . Los parámetros  $\alpha$  y  $z_g$  están en función de la rugosidad del terreno (tabla 6-2 ASCE-05 2006).

### 3.2.1 Comparación de perfiles de velocidad

Se determinó la velocidad de diseño  $V_D$  y se compararon los perfiles de velocidad de cada uno de los reglamentos en estudio. Los resultados se presentan en la figura 3.2 normalizados con la velocidad básica (velocidad regional  $V_R$ ), que se supuso en todos los casos igual a  $V_R = 39 \text{ m/s}$  siguiendo el criterio de las NTCV-04 (2004) para estructuras importantes con un periodo de retorno de 200 años.

Todos los reglamentos consideran cuatro rugosidades: a) terreno campo abierto, b) terreno con pocas obstrucciones, c) terreno suburbano y d) terreno urbano, las cuales están consideradas en la figura 3.2. Es importante hacer notar que el reglamento japonés tiene cinco categorías, ya que subdivide la categoría de terreno suburbano en dos categorías (tabla 6.2 AIJ-06 2006) zonas arboladas con pocos edificios (terreno III) y zonas propiamente suburbanas (terreno IV), por lo que ambas subcategorías se muestran en la figura 3.2c en terreno suburbano.

De los perfiles de velocidad para una rugosidad I y II (figura 3.2a y 3.2b), las normas australianas mantienen la velocidad constante a una altura menor que las demás normas. Para una rugosidad I y II, el reglamento americano propone las magnitudes de velocidad más grandes y, por tanto, más conservadoras y disminuye en el terreno suburbano (figura 3.2c).

Note que a pesar de que los reglamentos tienen factores diferentes, la magnitud de la velocidad de diseño en la rugosidad II y III son parecidos. El reglamento mexicano NTCV-04 (2004) para la rugosidad tipo I la velocidad de diseño es el límite inferior, mientras que para una rugosidad tipo IV la velocidad de diseño es igual a la velocidad de diseño del MOC-CFE-08 (2008).

Exceptuando el caso de la rugosidad tipo II (figura 3.2b), los perfiles de velocidad no son parecidos pese a que fueron calculados considerando las condiciones similares (periodo de retorno, factor de importancia, factor en la variación en la altura, etc.), por lo que debería de apreciarse cierta similitud como en la rugosidad tipo II. Estos resultados se habían reportado en investigaciones previas como (Tapia y Sordo 2012).

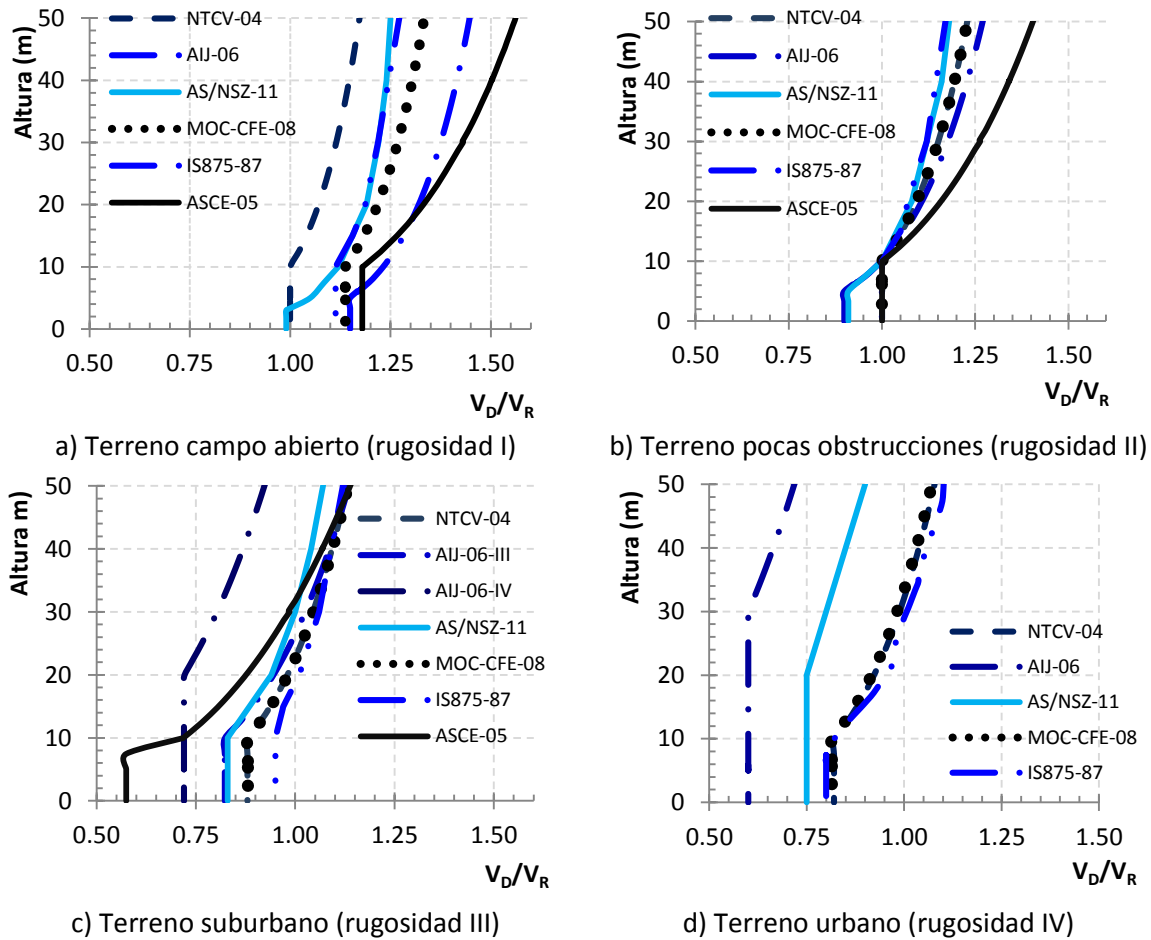


Figura 3.2 Comparación de perfiles de velocidad

### 3.3 Amplificaciones dinámicas

El factor ráfaga de respuesta<sup>22</sup>, que depende del periodo fundamental de la estructura, es adimensional. Los reglamentos en estudio restringen el uso del factor ráfaga de respuesta para estructuras con periodo fundamental  $T$  mayores a 1.0 seg y/o que la relación altura  $H$  contra el ancho  $B$  sea mayor a 5.

En el Apéndice C titulado “Ecuaciones Reglamentarias del Factor Ráfaga de Respuesta” se muestra un resumen de los criterios para determinar el factor ráfaga de respuesta de los reglamentos comparados, donde se presta especial atención en definir y explicar brevemente las variables involucradas.

Para determinar el factor ráfaga de respuesta según las NTCV-04 (2004) se debe considerar la ecuación 3.13 (apartado 5 NTCV-04 2004) y en el Apéndice D titulado “Criterios de Efectos

<sup>22</sup> El factor ráfaga de respuesta sirve para determinar una fuerza, que si se aplica sobre la estructura, la estructura alcanzará la respuesta máxima esperada (Peyrot 2009).

Dinámicos NTCV-04” se presenta el estudio de este factor, la ecuación 3.14 representa el criterio del reglamento japonés (A6.6 AIJ-06 2006), la ecuación 3.15 es el planteamiento del reglamento neozelandés (apartado 6.2 AS/NZS-11 2011), la ecuación 3.16 corresponde al criterio del manual mexicano (apartado 4.4.5 MOC-CFE-08 2008), la ecuación 3.17 corresponde al reglamento estadounidense (apartado 6.5.8 ASCE-05 2006) y la ecuación 3.18 pertenece al reglamento de la India (apartado 9.1 IS875-87 2003).

$$G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{c_e} \left( B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1.0 \text{ (NTCV-04 2004)} \quad (3.13)$$

$$G_D = 1 + g_D \frac{c'_g}{c_g} \sqrt{1 + \phi_D^2 R_D} \text{ (AIJ-06 2006)} \quad (3.14)$$

$$C_{dyn} = \frac{1+2I_h \left[ g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R^2 S E_t}{\tau} \right]^{0.5}}{(1+2g_v I_h)} \text{ (AS/NSZ-11 2011)} \quad (3.15)$$

$$F_{AD} = \frac{1+2I_v(Z_s) k_p \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7I_v(Z_s)} \left[ \frac{C_{RG}}{C_G} \right] F_M \text{ (CFE-MOC-08 2008)} \quad (3.16)$$

$$G = 0.925 \left( \frac{1+1.7I_z \sqrt{g^2 Q^2 + g^2 R^2}}{1+1.7g_v I_z} \right) \text{ (IS875-87 2003)} \quad (3.17)$$

$$C_{dyn} = \frac{1+2I_h \left[ g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R^2 S E}{b} \right]^{0.5}}{(1+2g_v I_h)} \text{ (ASCE-05 2006)} \quad (3.18)$$

En la tabla 3.2 se explican las variables de las ecuaciones de amplificación dinámica de las ecuaciones 3.13 a 3.18.



Tabla 3.2 Variables del factor de ráfaga de respuesta

	NTCV-04	AIJ-06	AS/NZS-11	MOC-CFE-08	IS875-87	ASCE-05
Factor ráfaga de respuesta	Ec. 3.13	Ec. 3.14	Ec. 3.15	Ec. 3.16	Ec. 3.17	Ec. 3.18
Factor de respuesta máxima	$G$ es función del parámetro adimensional $v$ .	$g_D$ es función del parámetro $v_d$ .	$g_R$ es función del parámetro $n_c$ .	$k_p$ es función del parámetro adimensional $v$ .	$g_v$ tendrá una magnitud constante de 3.5	$g_v$ tiene una magnitud constante de 3.4
Factor de excitación de fondo	$B$ es función del área expuesta $x_b$ y la altura $H$ de la estructura.	$B_D$ es función de la altura $H$ , el ancho $B$ de la estructura y del factor de turbulencia $L_H$ .	$B_s$ es función de la altura $h$ y ancho promedio $b_{sh}$ de la estructura, la altura donde se evaluarán los efectos del viento $s$ y la intensidad de turbulencia $L_h$	$B^2$ es función de la altura $h$ , el ancho promedio $b$ de la estructura y la escala de turbulencia $L(z_s)$ .	$B_s$ es función de la altura $h$ y ancho promedio $b_{sh}$ de la estructura, la altura donde se evaluarán los efectos del viento $s$ y la intensidad de turbulencia $L_h$	$Q$ es función de la altura $h$ , de la distancia horizontal normal en dirección ancho $B$ y de la intensidad de turbulencia $L_z$ .
Factor reductivo por tamaño	$S$ es función de la altura $H$ , la frecuencia fundamental de la estructura $n_o$ , el ancho del área expuesta $b$ y la velocidad de diseño $V_H$ .	$S_D$ es función de la frecuencia fundamental de la estructura $f_D$ , la altura $H$ , el ancho $B$ y la velocidad de diseño $U_H$ .	$S$ es función de la altura y el ancho medio de la estructura, velocidad de diseño $V_{des\theta}$ , el factor de respuesta máxima $g_v$ , la intensidad de la turbulencia $I_h$ y la frecuencia fundamental $n_o$ .	$S_L(z_s, n_{1x})$ es función de la frecuencia fundamental de la estructura $n_{1x}$ , la altura de la estructura $L(z)$ , y la velocidad media de diseño $V'_D$ .	$S$ es función de la altura y el ancho medio de la estructura, velocidad de diseño $V_h$ , el factor de respuesta máxima $g_v$ , la intensidad de la turbulencia $I_h$ y la frecuencia fundamental $f_o$	No aplica
Relación de energía en ráfaga	$F$ es función del periodo fundamental de la estructura $x_o$ y la velocidad de diseño a la altura $H$ .	$F$ es función de la frecuencia fundamental de la estructura $f_D$ , la velocidad de diseño $U_H$ y el factor de turbulencia $L_H$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica

De los distintos reglamentos en estudio se realizó una comparación de las magnitudes de los factores ráfaga de respuesta para periodos de 1, 1.5, 2 y 2.5 seg, utilizando un amortiguamiento crítico de 0.01 y un factor de corrección utilizado en el reglamento japonés (AIJ-06 2006) y mexicano (MOC-CFE-08 2008) de magnitud unitaria.

De la comparación de los distintos reglamentos en estudio, el reglamento japonés amplifica de manera considerable la fuerza de diseño con un factor ráfaga de respuesta mucho mayor que el resto de los reglamentos, mientras que las NTCV-04 (2004) representan el límite inferior.

El factor de ráfaga de respuesta decrece conforme a la altura debido al parámetro fijo de un segundo en el periodo fundamenta de la estructura, si variamos el periodo conforme a la altura incrementándolo, el factor de amplificación tendría una forma de triángulo invertido para algunos de los reglamentos en estudio.

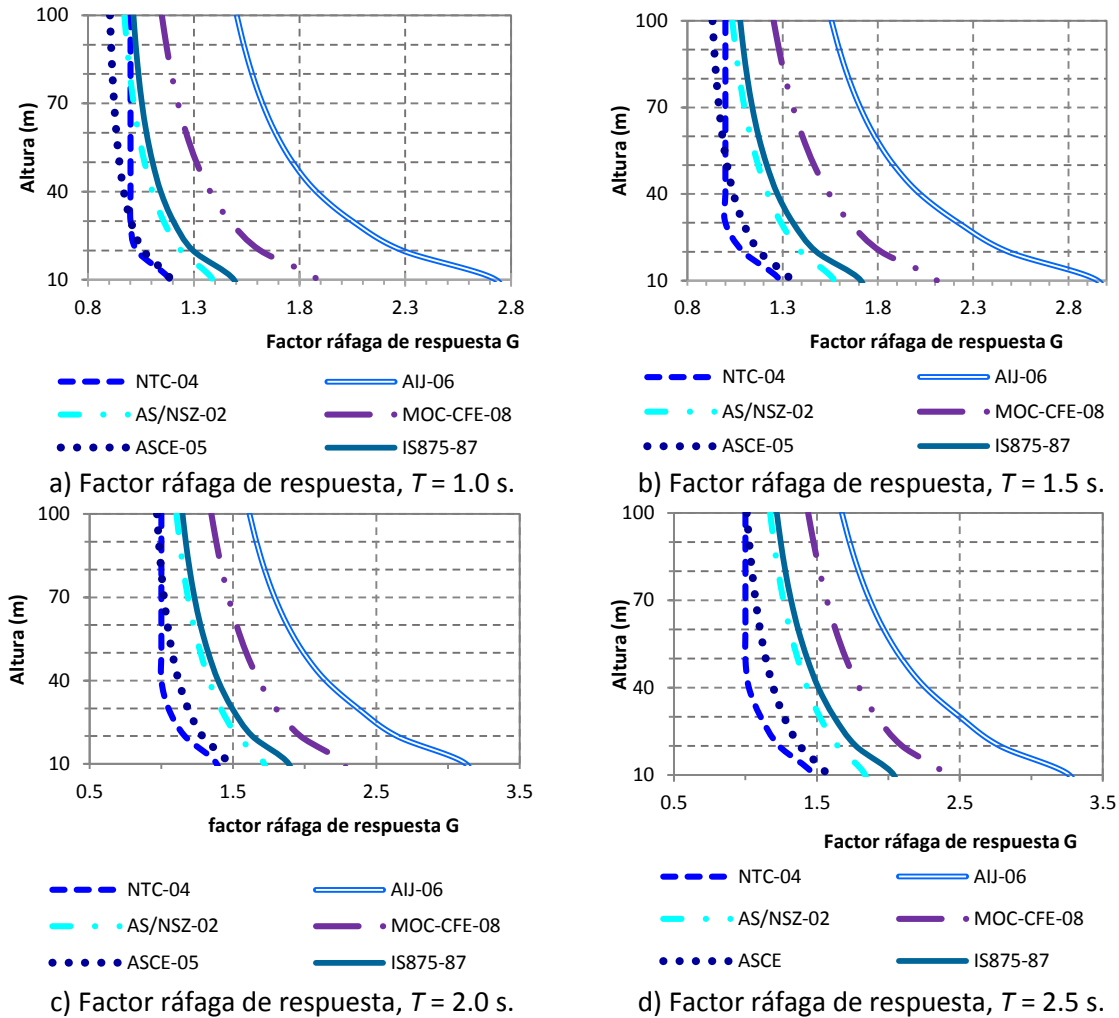


Figura 3.3 Comparación de los distintos factor de ráfaga de respuesta

### 3.4 Fuerzas de diseño

Como complemento de esta investigación en esta sección se compara las fuerzas de diseño de los reglamentos en estudio para distintas alturas considerando una estructura con un periodo fundamental menor a  $T < 1.0$  seg (figura 3.4). En estas gráficas, la fuerza de diseño se determinó mediante diferentes rugosidades del terreno, donde se supuso una relación de solidez igual a  $\phi = 0.3$  para determinar el coeficiente de arrastre y una velocidad regional de  $V_R = 39$  m/s.

En la figura 3.4 llama la atención que la magnitud máxima para terreno tipo R1 (figura 3.4a) del AIJ-06 (2006) terminan siendo el límite inferior en el terreno R4 (figura 3.4d) y, al mismo tiempo, las magnitudes relacionadas con los menores magnitudes en el terreno R1 son el límite superior en el terreno R4 como ocurre las NTCV-04 (2004) y ASCE-05 (2006).

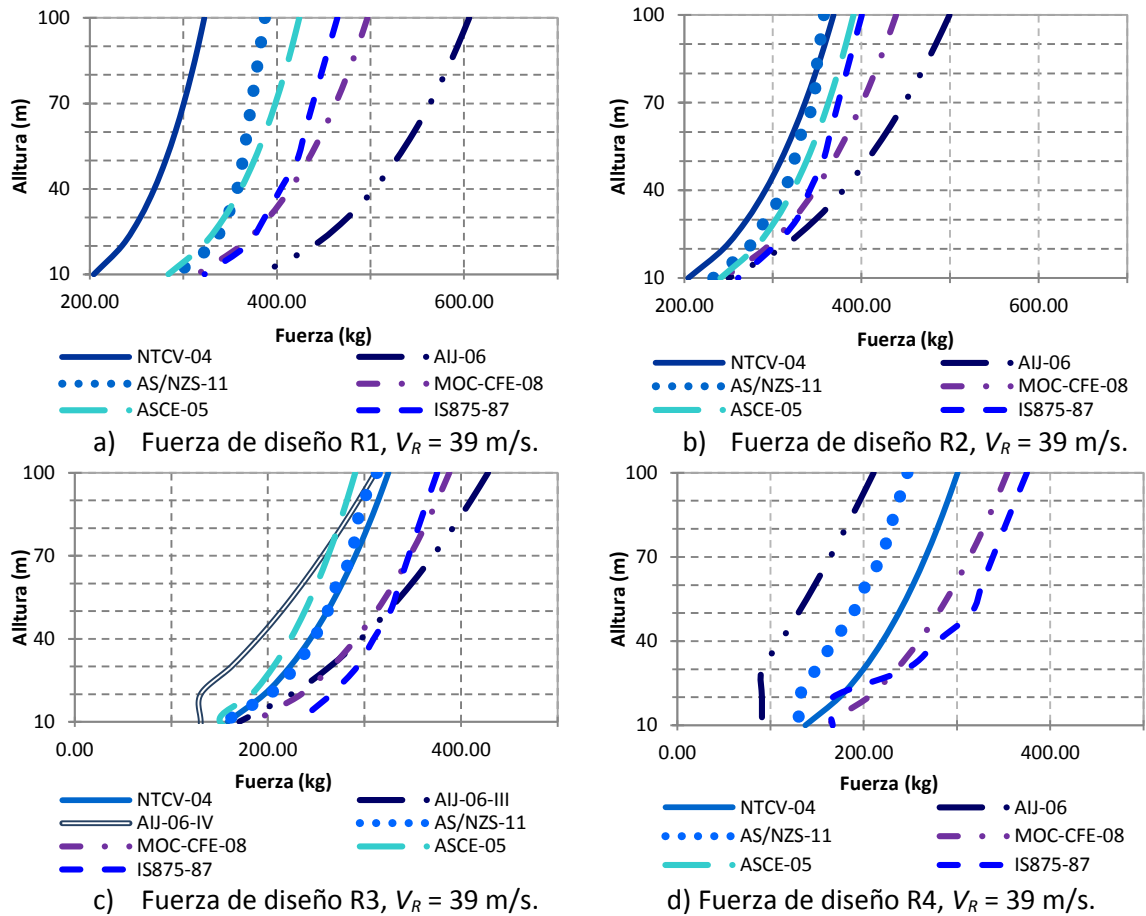


Figura 3.4 Comparación de las fuerzas de diseño para un periodo de la estructura menor de 1.0 seg y distintas rugosidades del terreno

Por otra parte, en la figura 3.5 se muestra los perfiles de fuerza de diseño para estructuras con periodo fundamental  $T$  menor a 1.0 seg e igual a 1.5 seg, 2.0 seg y 2.5 seg, para una única condición de terreno plano con pocas obstrucciones (R2).

El MOC-CFE-08 (2008) es el reglamento con las magnitudes más conservadoras para estructuras con alturas mayores a 30 metros comparando los dos reglamentos mexicanos. Las NTCV-04 (2004) es el reglamento con las menores magnitudes de todos los reglamentos en estudio. Existen factores que varían en la fuerza de diseño respecto a la altura debido al perfil de la capa límite del viento por las propuestas de los distintos reglamentos. Existe un parecido en la variación del reglamento AS/NSZ-11 (2011), IS875-87 (2003) y el manual MOC-CFE-08 (2008). Estas coincidencias se originan por la propuesta del factor ráfaga y la misma variación de la velocidad del viento con la altura debido a que utilizan formulaciones muy parecidas y las fuerzas más conservadoras son las del reglamento mexicano.

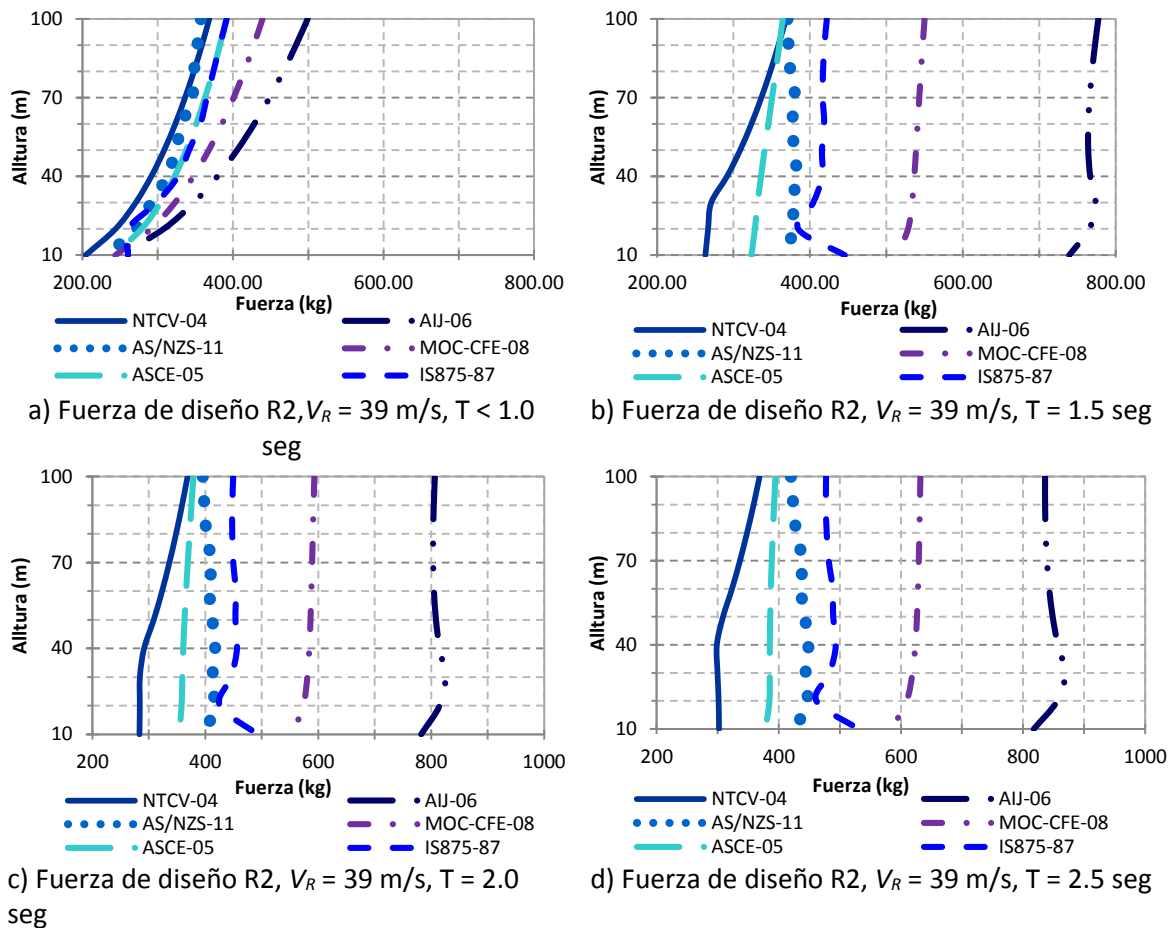


Figura 3.5 Comparación de las Fuerzas de diseño con una velocidad regional de 39 m/s para periodos de 1.0, 1.5, 2.0 y 2.5 seg

Por las consideraciones realizadas el factor de ráfaga del IS875-87 (2003), se aprecia un incremento en las fuerzas de diseño para estructuras con una altura menor a 20 m; la relación de incremento de la magnitud de las fuerzas de diseño para estructuras con un periodo fundamental menor a 1.0 seg es de 1.7, 1.8 y 2.0 para los periodos fundamentales  $T$  de 1.5 seg, 2.0 seg y 2.5 seg.

### 3.5 Conclusiones

En este capítulo se explican los parámetros básicos para la obtención de la velocidad, presión y fuerza de diseño de seis reglamentos internacionales especializados. Conforme a cada criterio, la presión de diseño de una estructura se determina mediante factores que consideran las características de la zona donde estará desplantada. Estos factores modifican la velocidad regional para adaptarla a una zona específica en función del periodo de retorno, el perfil de la velocidad del viento que considera la rugosidad del terreno, la topografía donde se desplanta la estructura, el coeficiente de arrastre en función de la configuración estructural y la respuesta de la estructura que ocasiona efectos dinámicos desfavorables e incrementará la presión de diseño.

Los reglamentos comparados en este estudio proponen una magnitud de la velocidad de diseño bastante similar en la condición para terreno plano con pocas obstrucciones. Por lo que se intuye

que las formulaciones teóricas para todos los terrenos se obtuvieron de la condición de terreno plano con pocos obstáculos y considerando los resultados de distintas pruebas experimentales.

Sin embargo, en la comparación realizada, los resultados teóricos o experimentales que definen la magnitud del factor de topografía no son en lo absoluto equivalentes. De hecho, con base en los resultados, que se discuten ampliamente en el Apéndice B titulado “Periodo de Retorno y Factor de Topografía”, la magnitud del factor de topografía podría duplicarse en función del reglamento comparado, lo que duplicaría la presión eólica.

Finalmente, se hace notar que una estructura sometida a los efectos de viento tendría diferentes secciones estructurales, pese a que se ubique en condiciones equivalentes, dependiendo del reglamento de diseño que se considere. Las fuerzas de diseño obtenidas de los distintos reglamentos incrementan o disminuyen las presiones de diseño, a partir de los factores que proponen y su propia filosofía de diseño.

En general, fue complicado comparar los criterios de los reglamentos, debido a que fue necesario hacer varios ajustes para poder homologar las presiones de diseño, los factores y los efectos dinámicos para el intervalo de periodos o frecuencias fundamentales de las estructuras que se estudiarán en esta investigación.



## **Capítulo IV: Análisis Elásticos**

## Capítulo IV: Análisis Elásticos

### 4.0 Introducción

El objetivo principal de capítulo es determinar el comportamiento de distintos modelos de torres de transmisión de alta tensión de celosía a través de análisis elásticos ante cargas por tensión mecánica y viento intenso.

En otros estudios como Tapia y Sordo (2012) y Prasat *et al.* (2012) han estudiado el comportamiento de torres de transmisión considerando como variable única la rigidez de la torre; es decir, los estudios incluyen torres de suspensión y tensión con distintos ángulos de deflexión. En este estudio, se considera como variable la altura de la torre para evaluar si la respuesta es dependiente de la relación de aspecto de la estructura y del patrón de cargas considerando una misma deflexión que se supuso igual a 10 grados.

Con base en los resultados de los capítulos previos de esta investigación, se utilizará un patrón de cargas por viento congruente con los que proponen los reglamentos internacionales vigentes. A través de un estudio que se realizó en el capítulo 3 de esta investigación (apartado 3.4), se considerarán los criterios del Manual de Obras de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08 2008) por ser el más conservador cuando se realizó la comparación de las fuerzas de diseño entre los reglamentos mexicanos.

### 4.1 Análisis elásticos

#### 4.1.1 Cargas actuantes en una torre de transmisión de celosía

La torre de transmisión de celosía está compuesta de distintos elementos estructurales con distintas resistencias y propiedades geométricas, la torre tiene como objetivo soportar las cargas actuantes definidas en la especificación CFE J 1000-50 (ES-CFE-06 2006). Las cargas sobre la estructura son:

- a) Cargas debidas a la masa propia de los componentes de la línea eléctrica.
- b) Cargas debidas eventos climáticos, especialmente la presión del viento.
- c) Cargas debidas a maniobras de tendido durante la construcción.
- d) Cargas por mantenimiento

Las combinaciones básicas de carga se determinaron conforme al (apartado 3.4) de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCADE-04 2004), en resumen las condiciones son las cargas que actúan directamente en la torre de transmisión de celosía y las cargas que transmiten los cables a la torre.

El efecto de la carga viva sobre una torre de transmisión de celosía es el peso de un trabajador con su equipo especializado en una condición de tendido. Con fines de diseño en los puntos de sujeción de los cables se deberá considerar una carga vertical debidas al personal y su equipo, en función del voltaje de la línea en el punto donde se considere la maniobra del tendido conforme a lo siguiente:

- 7 kN para fases de 230 kV y 400 kV.
- 5 kN para fases de 115 kV.
- 3 kN para cables de guarda.

Cuando la torre de transmisión de celosía esté sometida a cargas de viento intenso esta maniobra no se realiza, porque se presupone que el trabajador no estará haciendo maniobras de mantenimiento o reparación con esa condición meteorológica. Por esta razón, en los análisis que se explican en este capítulo no se considera el efecto de carga viva.

#### **4.1.1.1 Cables**

Los conductores o cables de la torre de transmisión de celosía están hechos de materiales de baja resistencia al paso de la electricidad y están formados por un número de hilos con ciertas propiedades mecánicas.

Las torres de transmisión de celosía son diseñadas para librar distintos claros, de manera que el peso de un conductor se determina multiplicando la distancia del claro de las torres de transmisión por el peso lineal del conductor. Para determinar el peso del hilo de guarda se deberá realizar el mismo procedimiento.

En el capítulo 1 de esta investigación puede encontrarse más información sobre las características físicas y mecánicas de los cables para conductores e hilo de guarda más usados en México.

#### **4.1.1.2 Tensiones mecánicas**

La tensión mecánica es una fuerza que disminuye la curvatura del conductor o hilo de guarda, se utiliza cuando se necesita desviar la trayectoria del recorrido debido a obstáculos o a la posición de las torres de transmisión de celosía. Esa tensión mecánica permite que la catenaria de los cables tenga una altura adecuada respecto al nivel de piso para evitar que la corriente eléctrica provoque un accidente con las estructuras o vehículos que circulen abajo de los cables.

La deflexión  $\Delta$  en una torre de transmisión de celosía se forma entre el eje de la torre y el eje de la línea como se muestra en la figura 4.1. Entonces, la proyección de la tensión mecánica de los cables sobre los ejes globales de la torre pueden determinarse por trigonometría básica, a partir del ángulo  $\Delta/2$ .



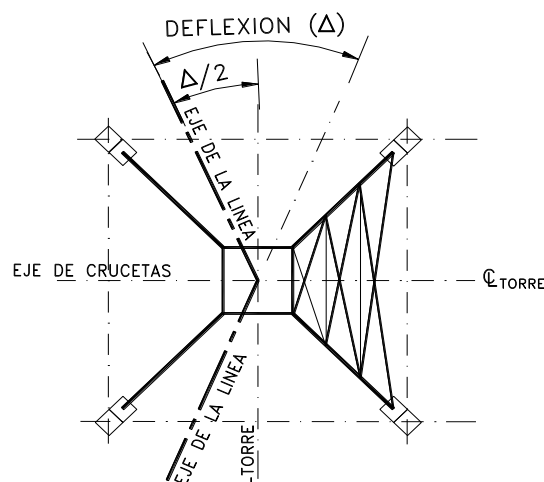


Figura 4.1 Deflexión de la línea  $\Delta$  para determinar el componente de tensión mecánica en los cables (adaptada de Tapia y Sordo 2012)

Al respecto, note que las componentes en el eje paralelo a la línea se anulan, mientras que la componente perpendicular a la línea se suma y ocasionan un desequilibrio que debe ser resistido por la estructura.

#### 4.1.1.3 Fuerzas por viento en conductores e hilo de guarda

En esta sección se explica el cálculo detallado de la fuerza provocada por la presión de viento sobre el conductor e hilo de guarda. En estos cálculos se utilizó el coeficiente de arrastre que propone el Manual de Obras Civiles (apartado 4A MOC-CFE-08 2008).

La ecuación 4.1 determina la fuerza  $F_z$  sobre el conductor y/o el hilo de guarda (apartado 4A.2 MOC-CFE-08 2008) en función de la velocidad de diseño  $V_D$  sobre del conductor, el área transversal del conductor  $A_T$  y el coeficiente de arrastre  $C_D$ .

$$F_z = 0.0048 C_D V_D^2 A_T \quad (4.1)$$

El coeficiente de arrastre  $C_D$  es la fuerza que se genera en un elemento cuando el fluido trata de seguir su trayectoria, pero es detenido por la sección geométrica, por lo tanto, el fluido tiene que rodear la superficie generando fuerzas por fricción en la superficie (Holmes 2007).

En realidad, los reglamentos internacionales establecen claramente el coeficiente de arrastre  $C_D$  que se debe usar para el caso de los cables usados en los conductores de corriente eléctrica o la fibra óptica usada en el hilo de guarda. Por ejemplo, las NTCV-04 (apartado 3.3.4 NTCV-04 2004) sugieren que el coeficiente de arrastre usado en esos casos sea el que corresponde con elementos circulares de torres de celosía, chimeneas y silos, pese a que los cables son elementos cilíndricos de longitud mucho más larga. Siguiendo este criterio el coeficiente de arrastre es igual a  $C_{D\text{NTCV}} = 0.90$ .

El Manual de Obras Civiles (apartado 4 A.2 MOC-CFE-08 2008) y el reglamento neozelandés (apartado E.3 AS/NZS-11 2011) proponen el mismo criterio que depende de la velocidad de diseño

$V_D$  y del diámetro del cable  $d$ . Este razonamiento ocasiona que para este estudio el coeficiente sea igual a  $C_{D\text{ MOC-CFE}} = 1.20$ , debido a que  $V_D d < 4\text{ m}^2/\text{s}$  en todos los casos.

Por esta razón, en este estudio se considerará el planteamiento que propone el MOC-CFE (MOC-CFE-08 2008), ya que establece la condición que está asociada a la mayor demanda por viento sobre la estructura.

#### **4.1.1.4 Tornillos torre 43T10 y 53T10**

Los tornillos que unirán los distintos perfiles estructurales deberán de cumplir con la norma ASTM A394 (ASTM 2000), además toda la tornillería deberá llevar roldana plana y contra tuerca de lámina de acuerdo a los planos de fabricación y montaje.

La norma ASTM A394 (ASTM 2000) es una especificación de los Estados Unidos para regular los tornillos en una torre de transmisión de celosía que publica la Sociedad Norteamericana de Normalización (ASTM por sus siglas en inglés). En ella, se establece la clasificación de los tornillos, el tipo de aleación, las propiedades mecánicas, las dimensiones, entre otras características especiales.

En el capítulo 1 de esta investigación es posible conocer algunas otras características de los tornillos que se usan en torres de transmisión de alta tensión de celosía.

### **4.2 Patrones de viento y combinaciones de carga**

Como se discutió anteriormente, en esta investigación se considerará el patrón de cargas conforme al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08 2008) por ser uno de los más desfavorables.

En los análisis se supuso un factor de topografía para un terreno sin cambios abruptos, con una rugosidad de terreno tipo II; es decir, un terreno plano u ondulado. La velocidad regional utilizada fue de 39 m/s para la zona I del Distrito Federal, con un periodo de retorno de 200 años y una importancia estructural tipo A.

De acuerdo al apartado 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCADE-04 2004), las combinaciones de carga para determinar los elementos mecánicos se muestran en la tabla 4.1.

Vale la pena mencionar que en el análisis de una torre de transmisión de celosía de diseño es necesario considerar combinaciones de carga que podrían resultar críticas para algunos elementos como combinaciones de montaje o mantenimiento. Sin embargo, debido a que esta investigación pretende estudiar el comportamiento de la torre con cargas por viento intenso, esas combinaciones no se incluyen en estos análisis.

Tabla 4.1 Combinaciones de carga

Combinación	PE	PA	PC	VE	VC	TC	Descripción
1	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	Cargas gravitacionales
2	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	Viento perpendicular a la línea
3	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	Viento paralelo a la línea

Donde:

*PE* es la carga vertical debida al peso propio de los elementos estructurales que conforman la torre de celosía.

*PA* es la carga vertical debida al peso de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios.

*PC* es la carga vertical debida al peso de los cables de los conductores y del hilo de guarda.

*VE* es la carga transversal producida por la acción de viento sobre la torre de celosía.

*VC* es la carga transversal por viento que actúa sobre los cables conductores y de guarda.

*TC* es la carga debida a la tensión mecánica de los cables, proyectada en las direcciones longitudinal y transversal de la torre de celosía.

La combinación de carga 1 se realizó para determinar si la estructura es capaz de soportar su propio peso, el peso de los cables y los accesorios. Debido a su importancia la estructura se clasificó como tipo A, el factor de carga para esa combinación es igual a 1.50.

La combinación de carga 2, que considera el viento paralelo a la línea, no toma en cuenta la carga del viento sobre los cables, porque se supone que debido a que el viento viaja en la dirección paralela del conductor e hilo de guarda tienen una presión despreciable.

La combinación de carga 3 es la más desfavorable debido a que considera la presión del viento en dirección perpendicular de los conductores e hilo de guarda. Entonces, la presión sobre la estructura, sobre los cables y la componente de la tensión mecánica se suman demandando lateralmente a la estructura.

La presión en los conductores e hilo de guarda se determinó con la velocidad de diseño para la altura correspondiente en uno de los casos estudiados.

## 4.3 Características de los modelos en estudio

### 4.3.1 Descripción de la torre 43T10

La torre 43T10 (figura 4.2), tiene una altura de 42.68 m, un ancho en la base de 5.12 m y un ancho en la cumbrera de 1.5 conforme al plano 0508 – 24142, revisión 1.

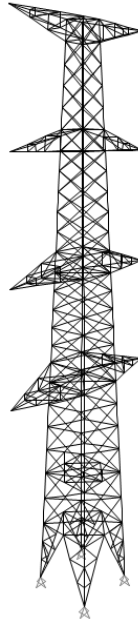


Figura 4.2 Isométrico de la torre 43T10

Algunas de las características de la torre de transmisión de celosía se muestran a continuación, mientras que las secciones de armado se muestran esquemáticamente en la figura 4.3.

- La torre puede transportar 400 kilo - voltios (kV) de energía eléctrica por sus conductores.
- La tensión del hilo de guarda es de 950 kg.
- La tensión de los conductores cuando hay un conductor por fase es de 3700 kg.
- El claro máximo que puede librar la estructura es de 400 m.
- El peso del aislador será de 314 kg.
- El peso del hilo de guarda es de 0.406 kg/m.
- El peso del conductor es de 1.870 kg/m.
- La torre tiene seis crucetas para conductor y dos crucetas para hilo de guarda.

Para la línea de 400 kV se usa dos cadenas de aisladores dobles de 24 unidades uno en cada dirección de la línea en cada cruceta para alejar el conductor de la estructura metálica.

A las secciones transversales de la torre de transmisión de celosía le corresponde una marca, que hace referencia a los elementos o grupos representados en el dibujo. Las distintas marcas de los perfiles estructurales se presentan en la tabla 4.2 y en la figura 4.3 se muestra su distribución respecto a la altura. El nombre de los ángulos se estableció con la nomenclatura del Manual de la Construcción en Acero (IMCA-14 2014).

Tabla 4.2 Perfiles estructurales 43T10

Marca	Perfil	Marca	Perfil	Marca	Perfil	Marca	Perfil	Marca	Perfil
2	L 4"x1/2"	11	L 2"x1/4"	18	2L 4"x1/2"	24	2L 4"x1/4"	30	2L 4"x1/4"
6	2L 4"x1/2"	12	L 4"x1/4"	19	L 4"x1/4"	24b	L 4"x1/4"	31	L 4"x3/8"
7	L 4"x1/4"	13	2L 4"x1/2"	20	L 2"x1/4"	25	L 2"x1/4"	32	L 4"x1/4"
8	L 4"x3/8"	14	L 4"x1/4"	22	L 3"x1/4"	26	L 4"x1/4"	33	L 3"x1/4"
9	L 2"x1/4"	16	L 4"x3/8"	23	2L 4"x3/8"	29	L 2"x1/4"	34	L 4"x3/8"

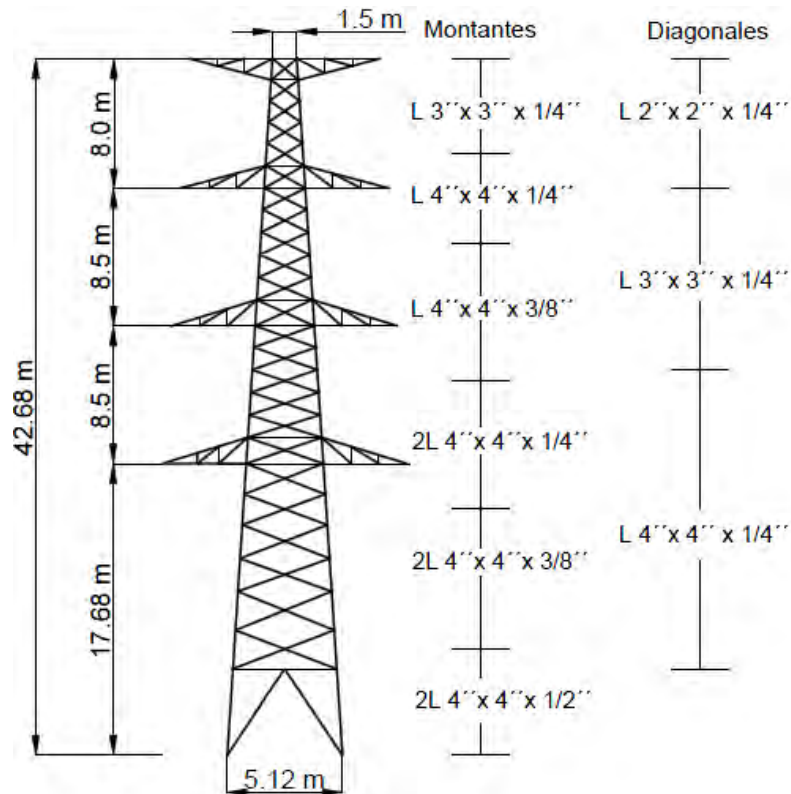


Figura 4.3 Distribución de perfiles 43T10

De acuerdo al plano de montaje, los perfiles estructurales debe ser A572 Gr. 50, esto es acero B-200 de la norma mexicana con un esfuerzo de fluencia igual a  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$  para todos los perfiles estructurales más grandes a L2"x1/4". Los perfiles menores o iguales a L2"x1/4" deben ser A36 con un esfuerzo de fluencia igual a  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4.3.1.2 Patrones de carga torre 43T10

El patrón de cargas de la torre 43T10 es función de la altura y la relación de solidez de la estructura (figura 4.4), conforme varía la relación de solidez los coeficientes de arrastre que se utilizan para determinar la fuerza de diseño varían debido a la configuración de los elementos estructurales de la torre de celosía.

El comportamiento de la relación de solidez  $\phi$  se obtuvo de un estudio previo a la torre 53T10 que se explica en Tapia y Sordo (2012). Esa relación es la proporción entre el área sólida y el área geométrica y es necesaria para determinar el factor la presión del viento para cada altura nodal.

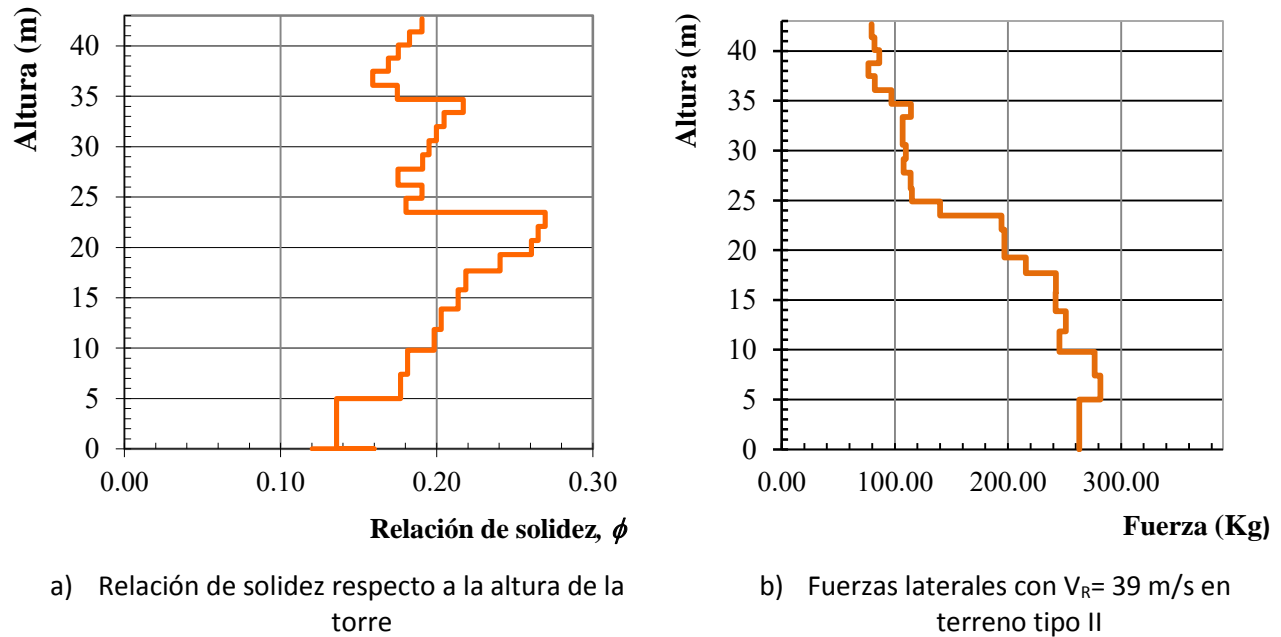


Figura 4.4 Relación de solidez  $\phi$  y patrón de carga torre 43T10

Los resultados para determinar la fuerza de viento sobre los cables para la torre 43T10 se muestran en la tabla 4.3 para los conductores y en la tabla 4.4 para el hilo de guarda. El procedimiento para estos cálculos se explica detalladamente en el apartado 4.1.1.3 de este capítulo.

Tabla 4.3 Fuerzas sobre los conductores

Altura (m)	Diámetro del cable, $d$ (m)	Velocidad de diseño, $V_D$ (m/s)	Proporción $V_D d < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	Coeficiente de arrastre, $C_D$	Área transversal, $A_T$ (m <sup>2</sup> )	Carga nodal, $P$ (Ton)
34.68	0.032	45.73	1.463	1.20	12.8	1.99
26.18	0.032	44.11	1.411	1.20	12.8	1.85
17.68	0.032	41.95	1.342	1.20	12.8	1.68

Tabla 4.4 Fuerza sobre el hilo de guarda

Altura (m)	Diámetro del cable, $d$ (m)	Velocidad de diseño, $V_D$ (m/s)	Proporción $V_D d < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	Coeficiente de arrastre, $C_D$	Área transversal, $A_T$ (m <sup>2</sup> )	Carga nodal, $P$ (Ton)
42.68	0.0095	46.96	0.446	1.20	3.8	0.62

Las tensiones mecánicas sobre la torre de celosía generan fuerzas con magnitud y sentido que dependen del ángulo de la deflexión  $\Delta$  de acuerdo a la figura 4.1. Estas fuerzas se determinan por la descomposición de las tensiones mecánicas en dirección perpendicular y paralela a la torre, respecto a la semi-deflexión  $\Delta/2$  como se explica en la tabla 4.5.

Hay que tener en cuenta que las fuerzas en dirección paralela a la torre de celosía se anulan debido a que los vectores de fuerza tienen la misma magnitud y sentido opuesto.

Tabla 4.5 Proyección de las tensiones mecánicas en los cables

	Tensión mecánica de diseño (kg)	Proyección	
		Paralela a la línea (kg)	Perpendicular a la línea (kg)
Hilo de Guarda	950	946	82.8
Conductor	3700	3685	322.5

### 4.3.2 Descripción de la torre 53T10

La torre 53T10 (figura 4.5) tiene una altura de 52.53 m, un ancho en la base de 5.92 m y un ancho en la cumbre de 1.5 m conforme al plano 0508 – 24142, revisión 1. Puede encontrar más información sobre la torre 53T10 en Tapia y Sordo (2012).



Figura 4.5 Isométrico de la torre 53T10

Algunas de las características de la torre de transmisión de celosía se muestran a continuación, mientras que las secciones de armado se muestran esquemáticamente en la figura 4.6.

- La torre puede transportar 400 kilo – voltios (kV) de energía eléctrica por sus conductores.
- La tensión del hilo de guarda es de 950 kg.
- La tensión de los conductores cuando hay un conductor por fase es de 3700 kg.
- El claro máximo que puede librar la estructura es de 400 m.
- El peso del aislador será de 314 kg.
- El peso del hilo de guarda es de 0.406 kg/m.
- El peso del conductor es de 1.870 kg/m.
- La torre tiene seis crucetas para conductor y dos crucetas para hilo de guarda.

Para la línea de 400 kV se usa dos cadenas de aisladores dobles de 24 unidades uno en cada dirección de la línea en cada cruceta para alejar el conductor de la estructura metálica.

A las secciones transversales de la torre de transmisión de celosía le corresponde una marca, que hace referencia a los elementos o grupos representados en el dibujo. Las distintas marcas de los perfiles estructurales se presentan en la tabla 4.6 y en la figura 4.6 se muestra su distribución respecto a la altura. El nombre de los ángulos se estableció con la nomenclatura del Manual de la Construcción en Acero (IMCA-14 2014). Puede encontrar más información sobre la torre 53T10 en Tapia y Sordo (2012).

Tabla 4.6 Perfiles estructurales 53T10

Marca	Perfil	Marca	Perfil	Marca	Perfil	Marca	Perfil	Marca	Perfil
2	L 4"x1/2"	11	L 2"x1/4"	18	2L 4"x1/2"	24	2L 4"x1/4"	30	2L 4"x1/4"
6	2L 4"x1/2"	12	L 4"x1/4"	19	L 4"x1/4"	24b	L 4"x1/4"	31	L 4"x3/8"
7	L 4"x1/4"	13	2L 4"x1/2"	20	L 2"x1/4"	25	L 2"x1/4"	32	L 4"x1/4"
8	L 4"x3/8"	14	L 4"x1/4"	22	L 3"x1/4"	26	L 4"x1/4"	33	L 3"x1/4"
9	L 2"x1/4"	16	L 4"x3/8"	23	2L 4"x3/8"	29	L 2"x1/4"	34	L 4"x3/8"

De acuerdo al plano de montaje, los perfiles estructurales debe ser A572 Gr. 50, esto es acero B-200 de la norma mexicana con un esfuerzo de fluencia igual a  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$  para todos los perfiles estructurales más grandes a L2"x1/4". Los perfiles menores o iguales a L2"x1/4" deben ser A36 con un esfuerzo de fluencia igual a  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .



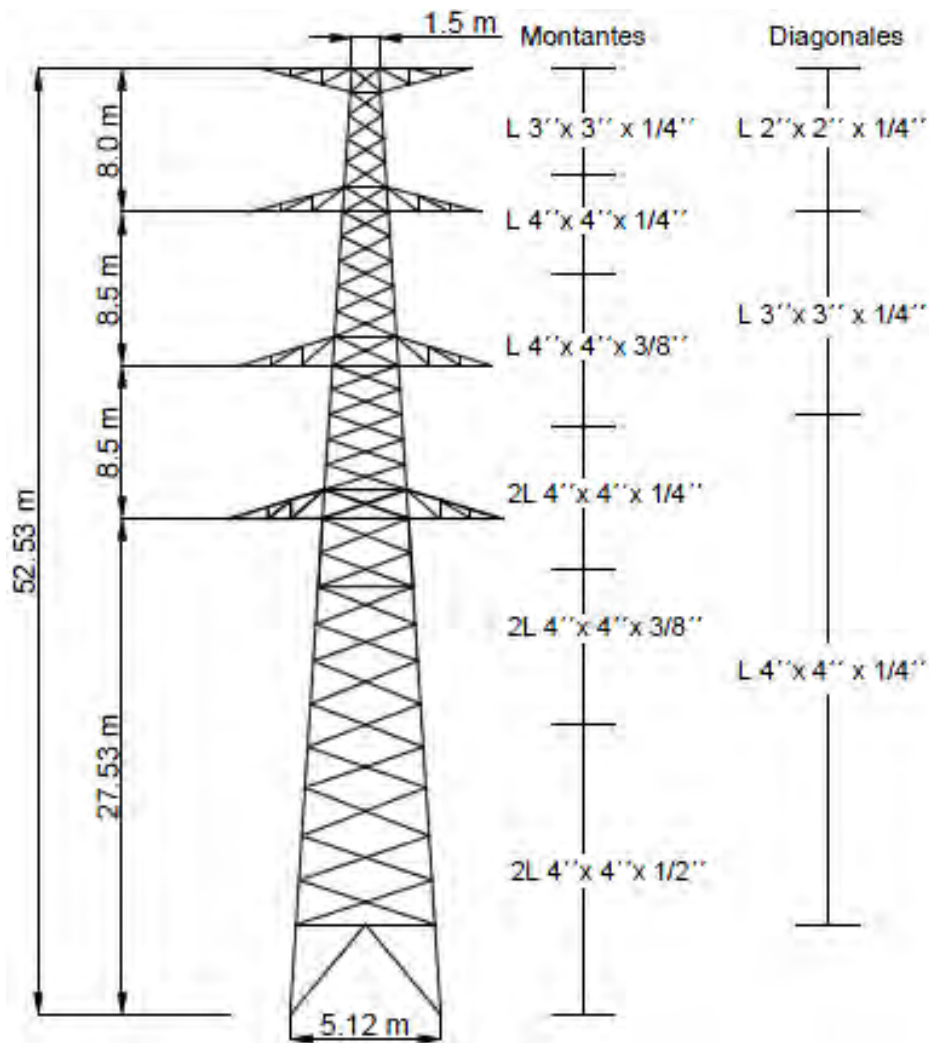
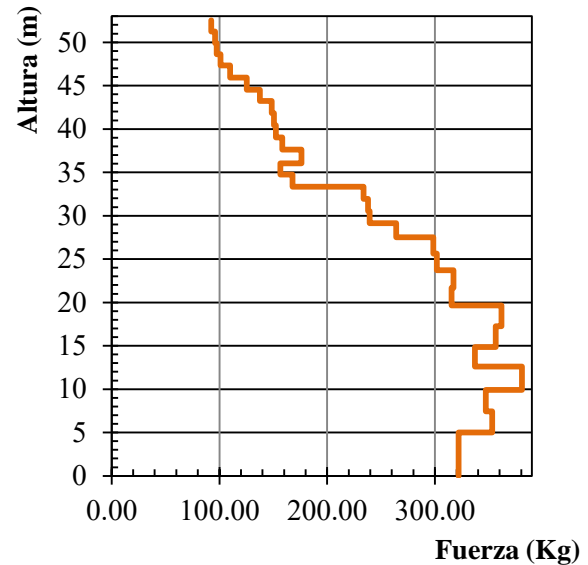
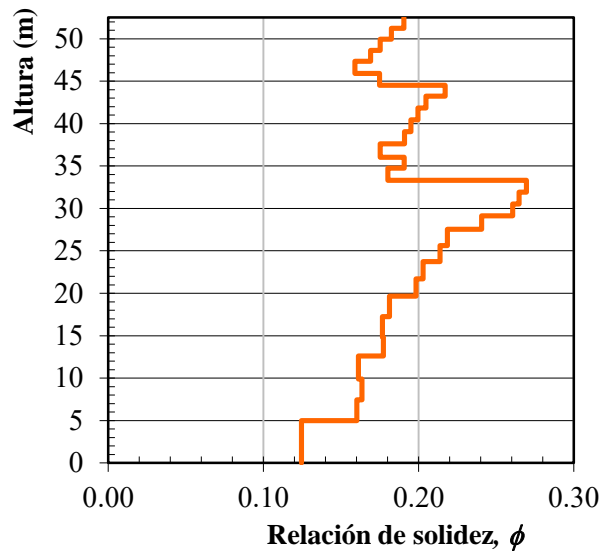


Figura 4.6 Distribución de perfiles 53T10

#### 4.3.2.1 Patrones de carga torre 53T10

El patrón de cargas de la torre 53T10 es función de la altura y la relación de solidez de la estructura (figura 4.7), conforme varía la relación de solidez los coeficientes de arrastre que se utilizan para determinar la fuerza de diseño varían debido a la configuración de los elementos estructurales de la torre de celosía.

El comportamiento de la relación de solidez  $\phi$  se obtuvo de un estudio previo a la torre 53T10 que se explica en Tapia y Sordo (2012). Esa relación es la proporción entre el área sólida y el área geométrica y es necesaria para determinar el factor la presión del viento para cada altura nodal.



c) Relación de solidez respecto a la altura de la torre.

d) Fuerzas laterales con  $V_R = 39$  m/s en terreno tipo II

Figura 4.7 Relación de solidez  $\phi$  y patrón de carga torre 53T10 (adaptada de Tapia y Sordo 2012)

Las fuerzas por viento en los conductores e hilos de guarda debido a la altura se muestran en la tabla 4.7 y en la tabla 4.8, respectivamente. El procedimiento para estos cálculos se explica detalladamente en el apartado 4.1.1.3 de este capítulo.

Tabla 4.7 Fuerzas sobre los conductores

Altura (m)	Diámetro del cable, $d$ (m)	Velocidad de diseño, $V_D$ (m/s)	Proporción $V_D d < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	Coeficiente de arrastre, $C_D$	Área transversal, $A_T$ (m <sup>2</sup> )	Carga nodal, $P$ (Ton)
44.53	0.032	47.21	1.51	1.2	12.8	2.13
36.03	0.032	45.95	1.47	1.2	12.8	2.01
27.53	0.032	44.39	1.42	1.2	12.8	1.88

Tabla 4.8 Fuerza sobre el hilo de guarda

Altura (m)	Diámetro del cable, $d$ (m)	Velocidad de diseño, $V_D$ (m/s)	Proporción $V_D d < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	Coeficiente de arrastre, $C_D$	Área transversal, $A_T$ (m <sup>2</sup> )	Carga nodal, $P$ (Ton)
52.53	0.0095	48.22	0.458	1.2	3.8	0.65

Las tensiones mecánicas sobre la torre de celosía generan fuerzas con magnitud y sentido que dependen del ángulo de la deflexión de acuerdo a la figura 4.1, estas fuerzas se determinan por la descomposición de las tensiones mecánicas en dirección perpendicular y paralela a la torre, respecto a la semi-deflexión  $\Delta/2$  como se explica en la tabla 4.9.

Hay que tener en cuenta que las fuerzas en dirección paralela a la torre de celosía se cancelan debido a que los vectores de fuerza tienen la magnitud pero sentido opuesto.

Tabla 4.9 Proyección de fuerzas mecánicas

	Tensión mecánica de diseño (kg)	Proyección	
		Paralela a la línea (kg)	Perpendicular a la línea (kg)
Hilo de Guarda	950	946	82.8
Conductor	3700	3685	322.5

#### 4.4 Resultados de la torre 43T10

El desplazamiento máximo se presenta en las crucetas del hilo de guarda como se muestra en la figura 4.8. Utilizando la combinación de carga 3 (cargas gravitacionales más tensión mecánica más viento perpendicular a la línea) se obtienen las deformaciones críticas.

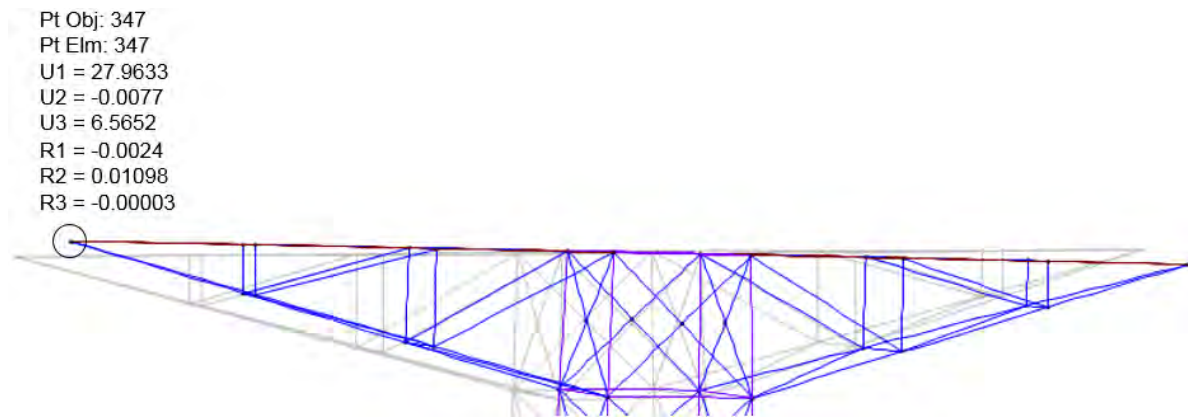


Figura 4.8 Desplazamientos máximos en la cruceta de hilo de guarda (cm)

La deformación en uno de las extensiones (elementos verticales) del lado de tensión de la torre de transmisión de celosía se muestra en la figura 4.9. En la figura observa el incremento de la magnitud de deformación y distorsión conforme a la altura debido a la combinación de carga 3 que es la más desfavorable (tabla 4.1).

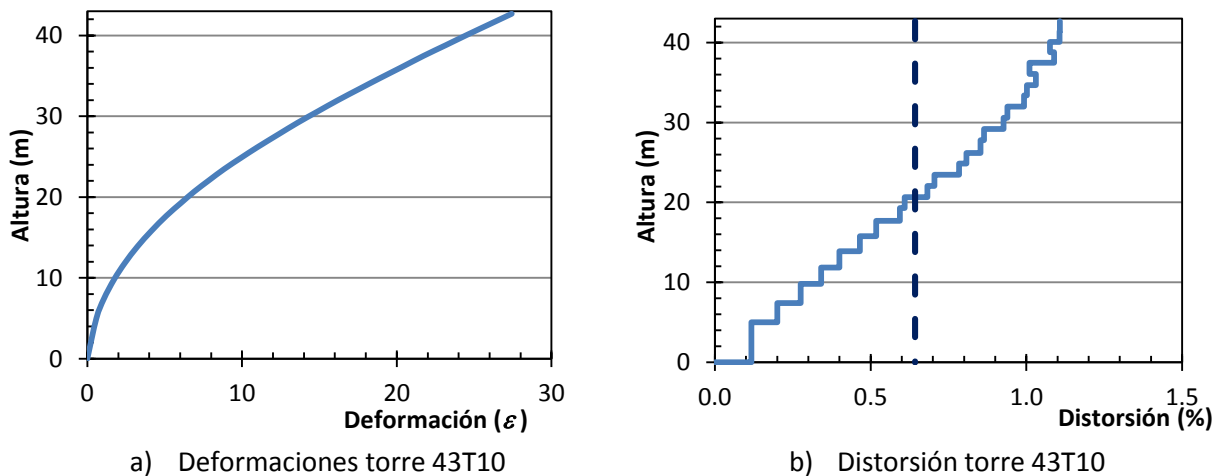


Figura 4.9 Deformaciones entre altura de crucetas torre 43T10

La configuración deformada para los periodos de la torre de transmisión de celosía se muestra en la figura 4.10 y en la tabla 4.10 contiene la información del análisis modal para 4 modos usando el programa SAP2000 (CSI 2009). En el modelo realizado no se incluye los efectos dinámicos de los conductores sobre la torre, porque los análisis realizados en este trabajo de investigación son similares al estudio realizado por Prasad *et al.* (2012); utilizando la fuerza del viento sobre el conductor y el cuerpo de la torre para realizar un análisis ante cargas monótonas crecientes con el fin de obtener el mecanismo de colapso de la torre de transmisión; además que en el estudio realizado por Li Pengyun *et al.* (2012) se demostró que la mayor parte de la energía por viento es disipada por el amortiguamiento de la torre de transmisión de celosía.

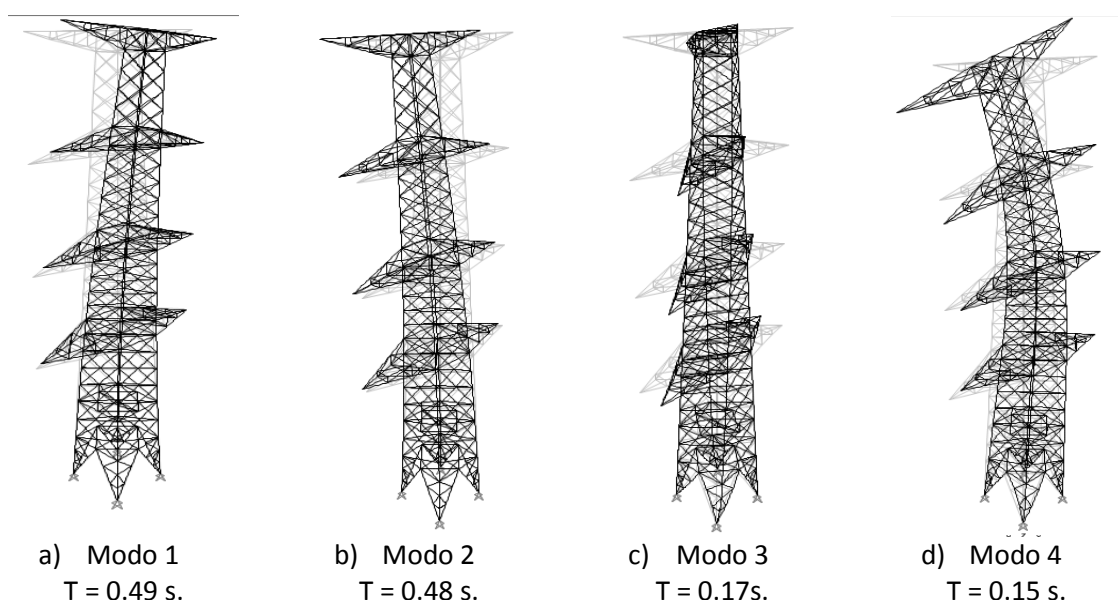


Figura 4.10 Configuración modal de los cuatro modos de la torre 43T10

Tabla 4.10 Resultados del análisis dinámico

Modo	Periodo	Frecuencia	F. angular	Eigenvalor
	seg	Ciclos/s	rad/s	rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>
1	0.49	2.02	12.74	162.55
2	0.48	2.04	12.87	165.69
3	0.17	5.65	35.52	1261.70
4	0.15	6.26	39.34	1547.90

Los distintos perfiles estructurales que componen a la torre de celosía estarán sometidas a distintas fuerzas compresión y tensión, los cuales se comparan dentro del programa de análisis utilizando la resistencia obtenida del “*Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design*” (AISC-03 2003).

Adicionalmente, se realizó una revisión utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04 2004) considerando la condición de demanda más desfavorable. Los resultados de esa revisión y las formulaciones empleadas para

determinar la resistencia se pueden consultar en el Apéndice E titulado “Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos”.

En la figura 4.11 se muestran los resultados resumidos de algunos de los elementos revisados, cuyos cálculos se describen detalladamente en el Apéndice E titulado “Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos”. En la figura,  $L$  es la longitud del elemento,  $P$  la carga actuante crítica y  $R_c$  es la carga resistente conforme a las NTCM (NTCM-04 2004).

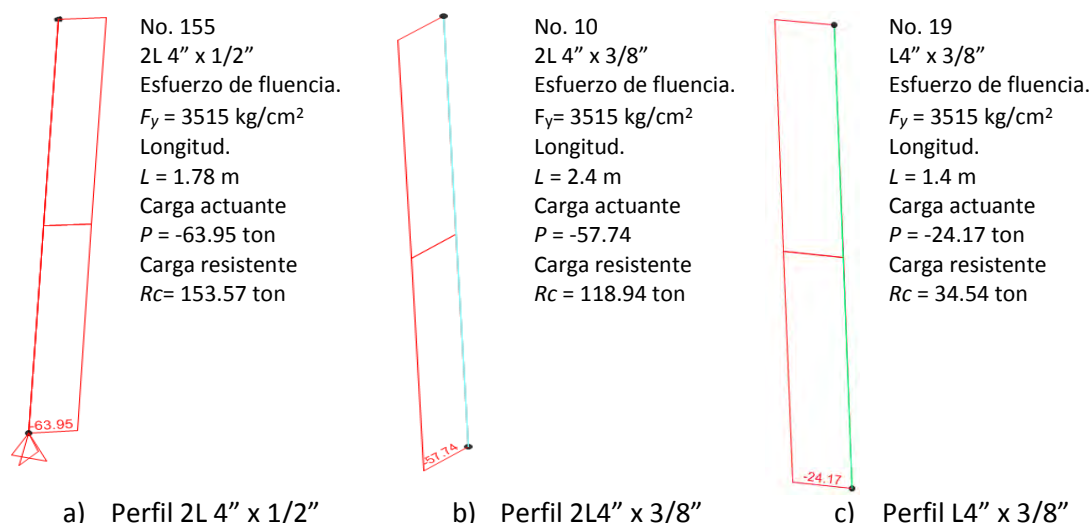


Figura 4.11 Ejemplo de la revisión por resistencia a compresión

## 4.5 Resultados de la torre 53T10

El desplazamiento máximo se presenta en las crucetas del hilo de guarda como se muestra en la figura 4.12. Utilizando la combinación de carga 3 (cargas gravitacionales más tensión mecánica más viento perpendicular a la línea) se obtienen las deformaciones críticas.

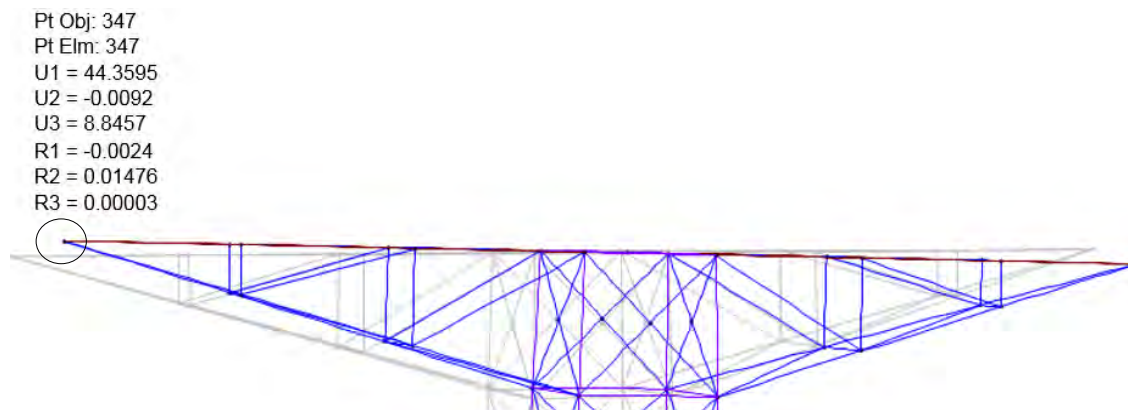
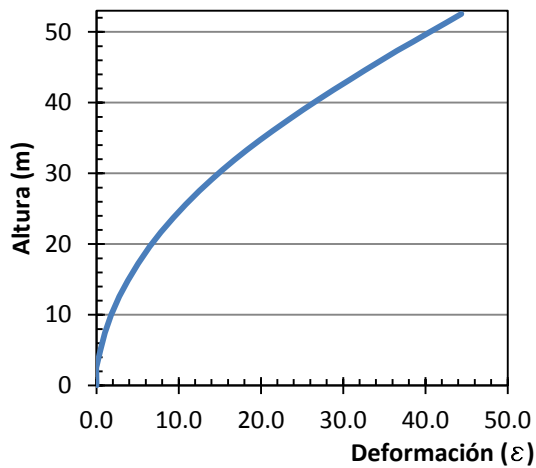


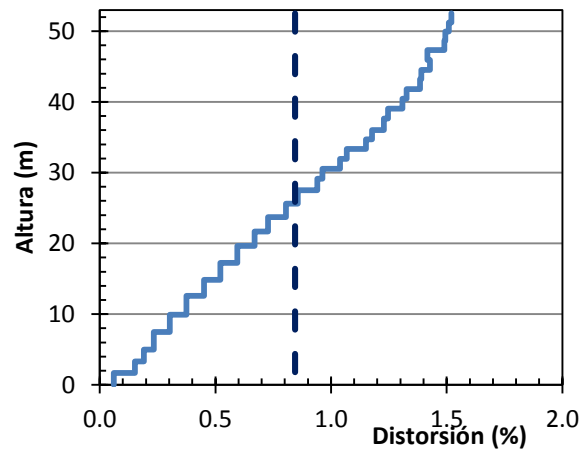
Figura 4.12 Desplazamientos máximos en la cruceta de hilo de guarda (cm)

La deformación en una de las extensiones (elementos verticales) del lado de compresión de la torre de transmisión de celosía se muestra en la figura 4.13. En la figura observa el incremento de la

magnitud de deformación y distorsión conforme a la altura debido a la combinación de carga 3 que es la más desfavorable (tabla 4.1).



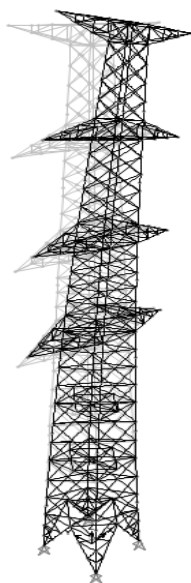
a) Deformaciones torre 53T10



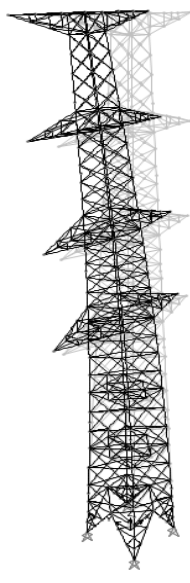
b) Distorsión torre 53T10

Figura 4.13 Distorsiones máximas entre altura de crucetas torre 53T10

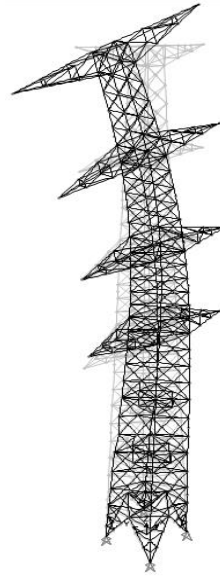
La configuración deformada para los periodos de la torre de transmisión de celosía se muestran en la figura 4.14 y en la tabla 4.11 contiene la información del análisis modal para 4 modos usando el programa SAP2000 (CSI 2009).



a) Modo 1  
 $T = 0.60 \text{ s.}$



b) Modo 2  
 $T = 0.60 \text{ s.}$



c) Modo 3  
 $T = 0.19 \text{ s.}$



d) Modo 4  
 $T = 0.18 \text{ s.}$

Figura 4.14 Configuración modal de los cuatro modos de la torre 53T10

Tapia y Sordo (2012) realizaron un estudio en esta torre 53T10. Sin embargo, existen diferencias en el modelado entre ambos estudios, por lo que no parece extraño que los resultados no sean

idénticos. En este estudio a diferencia de Tapia y Sordo (2012), los elementos de apoyo (montantes) son continuos en toda su altura debido a que físicamente la torre no tiene conexiones en cada nodo; así, los únicos elementos que están doblemente articulados en sus extremos son las diagonales. En cambio, Tapia y Sordo (2012) modelaron todos los elementos estructurales doblemente articulados, por lo que las estructuras son más flexibles y están asociadas a periodos mayores que los reportados en esta investigación (figura 4.12).

Tabla 4.11 Resultados del análisis dinámico

Modo	Periodo	Frecuencia	F. angular	Eigenvalor
	seg	Ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.60	1.65	10.37	107.73
2	0.60	1.66	10.45	109.30
3	0.19	5.07	31.88	1016.80
4	0.18	5.31	33.41	1116.40

Los distintos perfiles estructurales que componen a la torre de celosía estarán sometidos a distintas fuerzas de compresión y tensión, los cuales se comparan dentro del programa de análisis utilizando la resistencia obtenida del “*Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design*” (AISC-03 2003).

Adicionalmente, se realizó una revisión utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04 2004) considerando la condición de demanda más desfavorable. Los resultados de esa revisión y las formulaciones empleadas para determinar la resistencia se pueden consultar en el Apéndice E titulado “Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos”.

En la figura 4.15 se muestran los resultados resumidos de algunos de los elementos revisados, cuyos cálculos se describen detalladamente en el Apéndice E titulado “Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos”. En la figura,  $L$  es la longitud del elemento,  $P$  la carga actuante crítica y  $R_c$  es la carga resistente conforme a las NTCM (NTCM-04 2004).

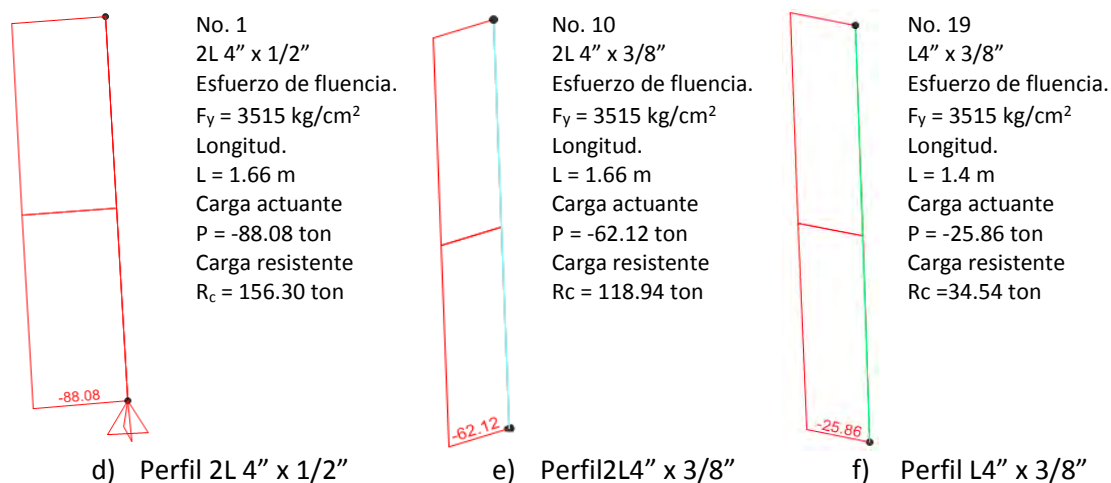


Figura 4.15 Ejemplo de la revisión por resistencia a compresión

## 4.6 Porcentaje de participación de demandas

Un punto importante para el análisis de la respuesta de la torre de transmisión de celosía son las cargas que actúan en la torre. A fin de identificar la importancia de las demandas en la base de la torre en las figuras 4.16 y 4.17 se muestra la demanda de carga axial y la demanda por cortante de uno de los apoyos en compresión de ambas torres estudiadas para la combinación de carga más crítica (combinación 3).

El porcentaje de participación de la carga se obtuvo dividiendo la carga total entre la carga relacionada a cada una de las demandas conforme a las tablas 4.12 y 4.13. Conforme a los resultados el viento sobre los cables es la demanda más importante en la carga axial que podría llevar a la falla a la estructura, ya que aporta un 49 por ciento de las cargas que soporta la torre 53T10 y 50 por ciento para la torre 43T10.

Comparando estos resultados con el porcentaje de participación de cortante basal de la figura 4.16b y 4.17b se puede apreciar la velocidad del viento sobre los conductores sigue siendo la demanda más importante. Esa condición de carga representa el 43.4 por ciento del cortante actuante en la torre 53T10 y un 46.7 por ciento para la torre 43T10.

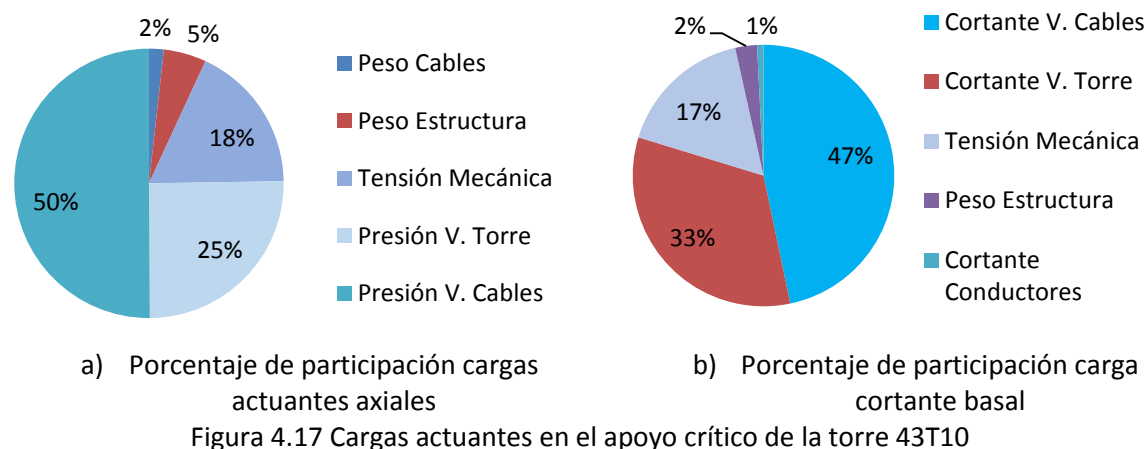
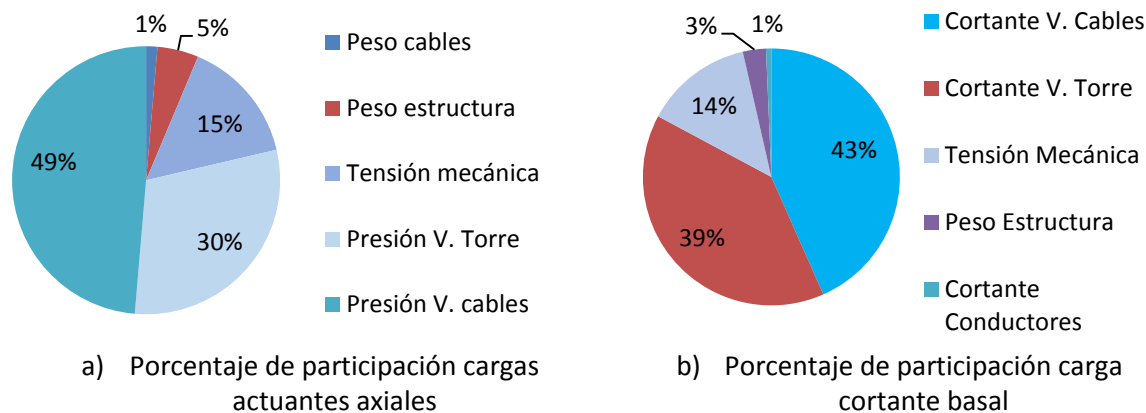
Tabla 4.12 Porcentaje de participación de demandas en apoyo tipo por carga axial

Tipo de torre	43T10		53T10	
Demanda	Magnitud (kg)	Porcentaje de participación (%)	Magnitud (kg)	Porcentaje de participación (%)
Peso de los cables	1,204	2.0	1,204	1.0
Peso de la estructura	3,471	5.0	4,403	5.0
Tensión mecánica	12,092	18.0	13,287	15.0
Viento en cuerpo de la torre	17,053	25.0	26,569	30.0
Viento perpendicular a los cables	33,954	50.0	43,076	49.0
Total	67,774	100.0	88,539	100.0

Tabla 4.13 Porcentaje de participación de demandas en apoyo tipo por cortante

Tipo de torre	43T10		53T10	
Demanda	Magnitud (kg)	Porcentaje de participación (%)	Magnitud (kg)	Porcentaje de participación (%)
Peso de los cables	51.6	0.8	51.8	0.7
Peso de la estructura	174.1	2.7	224.84	2.9
Tensión mecánica	1,091	16.8	1,051	13.6
Viento en cuerpo de la torre	2,143	33	3,049	39.5
Viento perpendicular a los cables	3,033	46.7	3,351	43.4
Total	6,492	100.00	7,727	100.00





## 4.7 Conclusiones

En México no existe un reglamento especializado en el análisis y diseño de torres de transmisión de celosía, por lo que es complicado establecer las combinaciones de carga y otros requisitos de las demandas como carga viva, maniobras de montaje, factores de carga, etc. En este sentido es importante hacer notar que el capítulo de Viento del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-CFE-08 2008) y/o la Especificación CFE J1000-50 de la CFE (ES-CFE-06 2006) establecen los criterios de demanda eólica, pero no plantea los criterios mínimos del comportamiento que deben satisfacer las torres de transmisión; es decir, no existe un manual equivalente al ASCE 10 97 (*Design of Latticed Steel Transmission Structures*) aplicable en Estados Unidos (ASCE 10-97 2000).

Pese a esto se analizaron dos torres de alta tensión de celosía de 43 y 53 m de altura aproximadamente, formadas por ángulos en celosía que están en uso en el área metropolitana del Distrito Federal, la torre de 53 m de altura ha sido revisada en estudios previos realizados por Tapia y Sordo (2012). Con base en los resultados, la combinación de carga crítica es la aplicación de la carga muerta más la tensión mecánica más viento sobre los cables y el cuerpo de la torre en dirección perpendicular a la línea de transmisión. En el capítulo se demuestra que la capacidad resistente a compresión y tensión de los ángulos satisface la demanda impuesta por la combinación de carga crítica.

Con base en los análisis realizados se concluye que los elementos que conforman las torres de transmisión estudiadas tienen la capacidad resistente suficiente para soportar la combinación de carga más desfavorable. El programa de análisis empleado hace una revisión de la capacidad resistente usando el siguiente manual "*Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design*" (AISC-03 2003). Sin embargo, los elementos estructurales de las torres satisfacen también la revisión cuando se someten a cargas laterales por viento utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04 2004).

Con base en un estudio previo, se determinó que el patrón de carga del Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008) es el más crítico; de manera que se consideraron sus criterios para la determinación de las cargas laterales por viento con las combinaciones.

Finalmente, se hace mención que las presiones de viento determinadas con los criterios de los reglamentos no consideran modificaciones atmosféricas intensas que podrían ocasionar que la densidad del aire varíe en función de la temperatura lo que modificaría la carga actuante en la torre de transmisión de celosía.

En el apartado 4.6 de este capítulo se incluye un estudio sobre el porcentaje de participación de los componentes de la demanda. Con base en estos resultados, se hace notar que la presión del viento sobre los cables representa un alto porcentaje (en ocasiones la mitad) de la demanda que deben resistir los elementos de apoyo.

Vale la pena hacer notar que no existe una distorsión permisible para la revisión por servicio ni seguridad contra colapso en los reglamentos internacionales considerados en esta investigación, por lo que es complicado asegurar que el comportamiento inelástico será adecuado desde una etapa de análisis elástico. En este capítulo, se demuestra que los límites de distorsión para edificios no son aplicables para estas estructuras. Por esta razón, en el siguiente capítulo se realizarán análisis no lineales de las estructuras ante carga estática monótona creciente para establecer recomendaciones de diseño.



## **Capítulo V: Análisis Inelásticos**

## Capítulo V: Análisis Inelásticos

### 5.0 Introducción

En este capítulo se describe la secuencia del modelado y el comportamiento inelástico de los modelos de las torres 43T10 y 53T10 sometidos a patrones de carga relacionadas con fuerzas de viento. Los análisis se desarrollaron en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) los comandos utilizados se describen en el Apéndice F titulado “Modelado en *OpenSees*” ante análisis no lineales estáticos ante cargas monótonas crecientes. Con los resultados obtenidos se determinaron las curvas de capacidad, las distorsiones de fluencia y de colapso y se estudió el desarrollo del mecanismo de colapso.

### 5.1 Descripción de la secuencia de modelado

La secuencia utilizada en los modelos de las torres de transmisión de celosía que se utilizó en esta investigación se presenta en el siguiente diagrama de flujo de la figura 5.1.

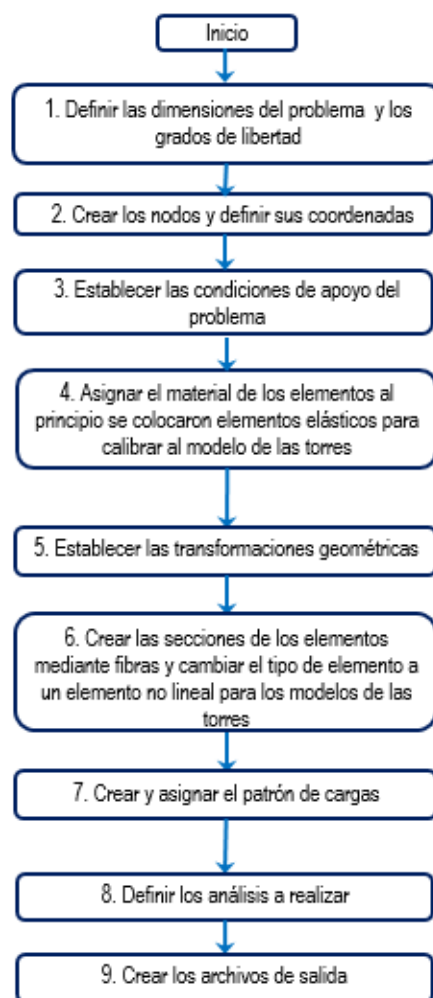
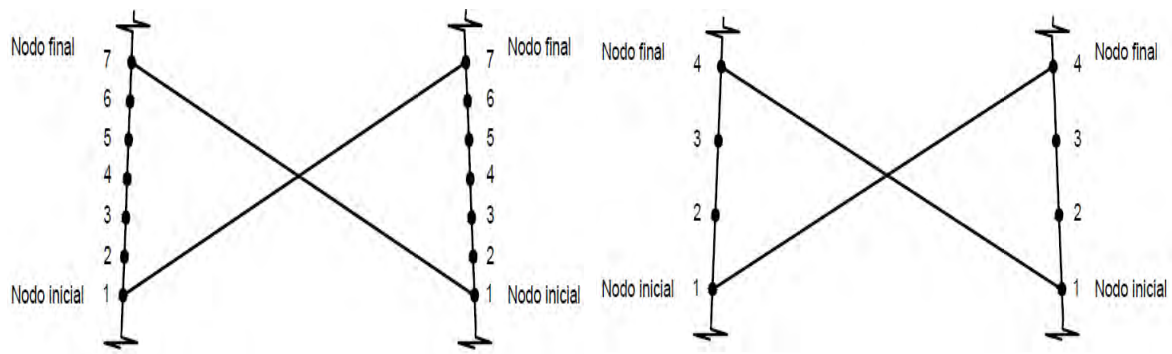


Figura 5.1 Diagrama de flujo del modelado en *OpenSees* de las torres de transmisión de celosía

1. En esta investigación primero se realizó una sola cara de la torre de transmisión de celosía para verificar la posición de los nodos principales, que se llamaron nodos maestros. En esta etapa se utilizó un modelo en dos dimensiones utilizando elementos tipo armadura.
2. Para realizar el modelo en tres dimensiones fue necesario adecuar los comandos de archivo de entrada para cambiar el tipo de análisis y los grados de libertad de la estructura, debido al posicionamiento de los nodos de las torres de transmisión de celosía en tres dimensiones se utilizó las coordenadas previamente definidas en los modelos de SAP2000 (CSI 2009), en las extensiones de las torres se dividieron los elementos con la ayuda de una hoja cálculo en Excel utilizando la posición de los elementos y su pendiente.
3. Cuando se realizó el análisis de las torres de transmisión de celosía en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) se verificó que el momento en los ejes locales del elemento fueran despreciables, por lo tanto se concluye que el modelado los elementos de las torres fue correcto.
4. Las propiedades del acero utilizado en los elementos de las torres de transmisión de celosía fueron modeladas con el comando "*Steel 02*" por la capacidad de este comando al representar de manera más exacta las propiedades de esfuerzo-deformación.
5. Para modelar las secciones de las torres de transmisión de celosía al principio se utilizó una sección simétrica en todos los elementos de la torre, esto se debió a que se busca una congruencia en las magnitudes de los desplazamientos obtenidos, porque cuando se realizó el modelo con sus secciones originales se obtenían magnitudes de desplazamientos asimétricos que no concuerdan con la respuesta física de la torre, después de comprender el motivo de los resultados erróneos se modelaron las secciones de las extensiones originales y solo se utilizaron secciones equivalentes en las vigas y las diagonales.
6. Para las secciones utilizadas en las extensiones de las torres de transmisión de celosía se desarrollaron rutinas en Excel para crear las secciones en fibras de los ángulos dobles y ángulos sencillos, se crearon cuatro secciones de los ángulos sencillos para evitar los problemas de excentricidad debido a su orientación en el modelo tridimensional.
7. Se generaron las divisiones de las extensiones de las torres de transmisión de celosía (figura 5.2) debido a que el patrón de cargas aplicado en las torres concentra en las fuerzas en estos elementos y es difícil localizar el punto donde comienza a pandearse el elemento debido a su longitud, los elementos de la torre 53T10 tiene una división de 6 segmentos hasta una altura de 30.46 m, mientras al torre 43T0 tiene una división de 3 segmentos en sus extensiones hasta una altura de 20.61 m.



a) 53T10

b) 43T10

Figura 5.2 Divisiones en las extensiones de las torres

8. Se compararon las magnitudes de desplazamiento en los nodos y las fuerzas en los elementos con los modelos elásticos realizados en SAP2000 (CSI 2009), de manera que los resultados fueran coherentes y no existiera alguna excentricidad en los modelos de *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) que alteraran los resultados.
9. Se establecieron los distintos archivos que guardan la respuesta de la estructura mediante el comando *"recorder"*, este comando puede grabar la respuesta de los elementos ó nodos desde sus desplazamientos o esfuerzo deformación.

Para llevar a cabo el modelado de las secciones fue necesario utilizar el comando *"patch"* y *"section fiber"*, estos comandos ayudan a mejorar la precisión de los resultados que se podrían obtener debido a que son respaldados por modelos experimentales y modelos numéricos.

Todas las secciones de la torre de transmisión de celosía fueron definidas con el comando *"patch"*, en las extensiones de la torre las piezas de ángulos dobles se utilizó la sección equivalente de la figura 5.3 mediante cinco objetos. Los objetos se crearon con la sección cuadrangular que se explica en la sección F.7.1 del Apéndice F titulado *"Modelado en OpenSees"* a partir de coordenadas I, J, K y L. Es valioso hacer notar que el número de secciones utilizadas y las divisiones superiores e inferiores de cada objeto se propuso que fuera en todos los casos igual a 5, ya que si las divisiones del elemento no coinciden se generan errores en el programa y en los resultados.

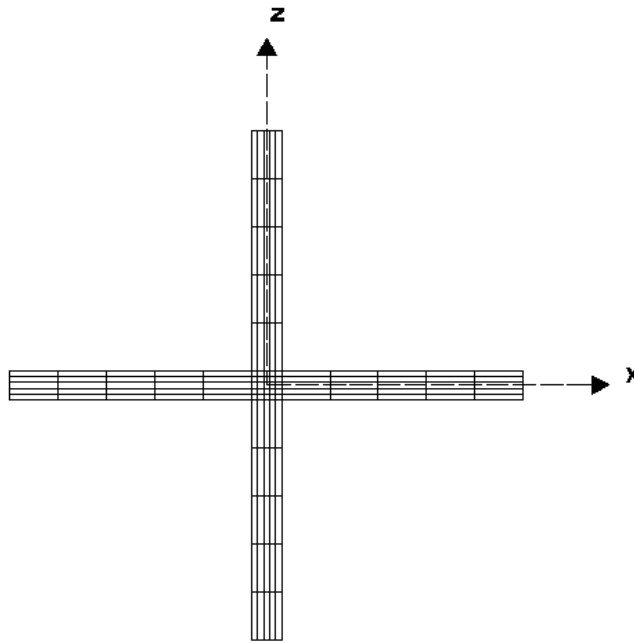


Figura 5.3 Sección transversal equivalente para los ángulos unidos en sus almas

En los ángulos sencillos de las extensiones de la torre de celosía se posicionaron las piezas como se muestra en la figura 5.4 para evitar posibles efectos de torsión, se utilizó el plano z-y asignado las coordenadas I, J, K y L para cada sección.

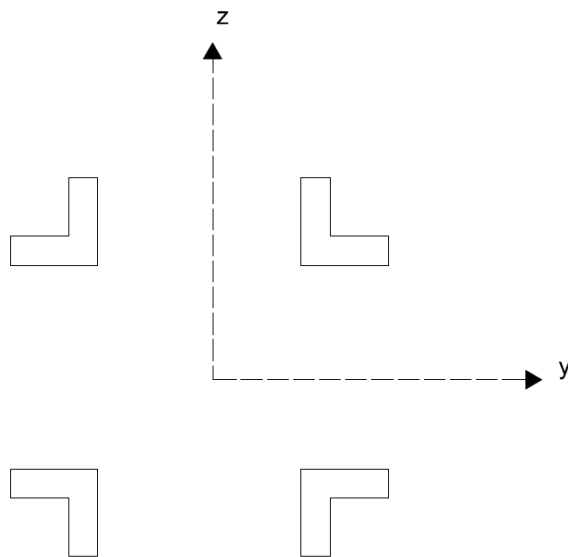


Figura 5.4 Posicionamiento de las piezas de los ángulos sencillos

Debido a los resultados desfavorables obtenidos al modelar las crucetas de la torre de celosía y distintos elementos columna o viga se prefirió utilizar una sección equivalente tipo cajón; de manera que el ancho, el peralte y el espesor proporcionaran propiedades similares respecto al área y radio de giro de los ángulos sencillos.

## 5.2 Otras consideraciones del modelado

En el estudio del mecanismo de colapso de las torres de transmisión de celosía no se estudió la falla por pandeo local de las placas que conforman la sección transversal de los elementos; por lo tanto la falla de los elementos de las torres fallan por pandeo global en todos los casos. Hay que hacer notar que todos los elementos de las torre son secciones compactas.

Por simplicidad las crucetas que sostienen el hilo de guarda y los conductores no se asignaron al modelo, pero sus efectos provocados por el peso propio de los conductores, hilo de guarda, aisladores y la fuerza ocasionada por el viento perpendicular a las líneas de transmisión se incluyeron directamente en el cuerpo piramidal de la torre de celosía.

El modelo desprecia la aportación a la rigidez de los cables en la torre de transmisión de celosía, ya que conforme a investigaciones recientes por Li Pengyun *et al.* (2012) los efectos dinámicos son despreciables.

Las cargas están modeladas como fuerzas nodales como una equivalencia de las presiones por unidad de área que varían en la altura, ya que son una buena representación de los efectos sobre la estructura. La sollicitación más desfavorable en las torres de transmisión de celosía se presenta cuando actúa el viento perpendicularmente en los cables, por lo tanto los apoyos de la torre deben de resistir las fuerzas y es donde se espera el mecanismo de colapso de las torres.

En los modelos realizados no se consideraron las posibles deformaciones que podrían ocasionar los distintos procedimientos constructivos.

## 5.3 Cargas aplicadas en los modelos

Conforme a la tabla 4.1 presentada en el apartado 4.2 del capítulo 4, las cargas aplicadas que se utilizaron en los análisis ante cargas estáticas monótonas crecientes de esta investigación corresponden a la combinación de carga 3 (peso propio + peso de accesorios + tensiones mecánicas + viento perpendicular a la línea) que es la combinación más desfavorable considerando los criterios del MOC-CFE-08 (2008).

Entonces, conforme a los resultados del capítulo 4, se concluyó considerar una combinación que incluya el peso de los conductores, tensión mecánica en los cables, peso de los aisladores, viento sobre los conductores y viento sobre la estructura ya que son las cargas más desfavorables, por lo tanto la participación del peso de la estructura es mínima.

Las fuerzas actuantes correspondientes al patrón de cargas del Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008), se muestran en la figura 5.5, donde se observa las cargas aplicadas en las torres de transmisión de celosía.



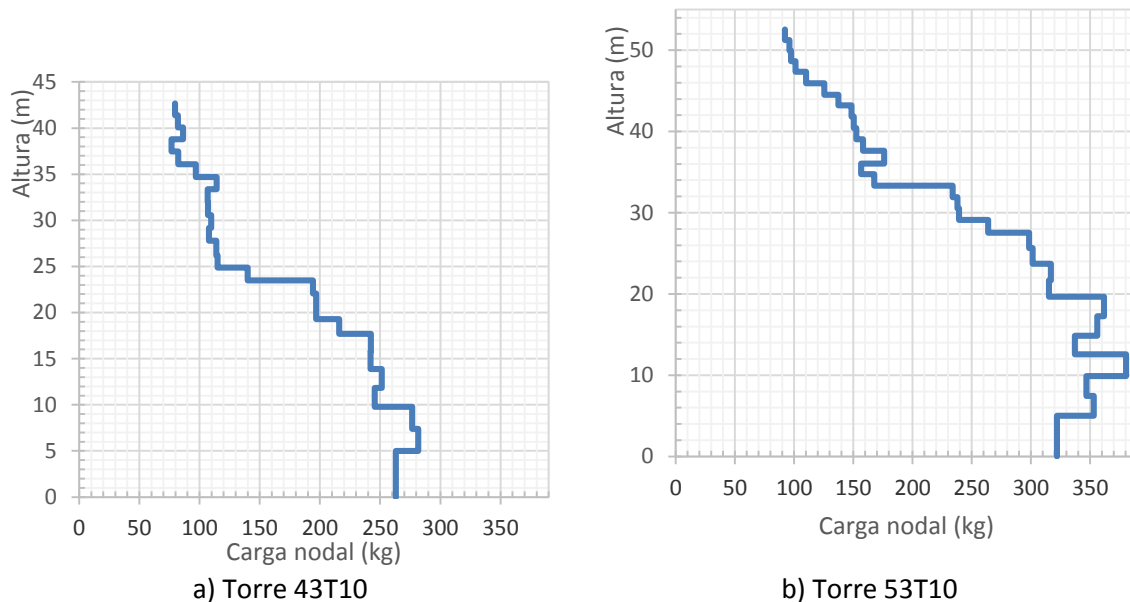


Figura 5.5 Fuerza actuante en los nodos

Las cargas aplicadas en los modelos realizados se separaron en dos procesos de análisis para obtener la respuesta de las torres de transmisión de celosía.

En el primer proceso de análisis se incluye el peso de los conductores, el peso de los aisladores y las tensiones mecánicas, hay que tomar en cuenta que no se incluye el peso propio de la estructura debido a que su porcentaje de participación es muy pequeño como se muestra en el apartado 4.6 del capítulo 4 de este estudio.

En el segundo proceso se realizó el análisis no lineal estático ante cargas monótonas aplicando las cargas en los nodos correspondientes en una cara de la torre de transmisión de celosía conforme a las figura 5.5.

## 5.4 Deformaciones torre 43T10 y 53T10

Los análisis que se presentan en este capítulo consideran un patrón de carga aplicado de izquierda a derecha como se muestra en la figura 5.6 para las torres 43T10 y 53T10. Por esta razón, la presión del viento ocasiona fuerzas en compresión en los montantes identificados como M-1 y M-4, mientras que los montantes M-2 y M-3 deben resistir fuerzas de tensión.

Las torres que son simétricas en planta, están modeladas en tres dimensiones, por lo tanto el montante M-4 debe soportar la misma magnitud de fuerzas a compresión que el montante M-1, mientras que el montante M-2 es demandado por cargas equivalentes al montante M-3. Con base en lo anterior, los resultados que se presentan en este capítulo se concentran en los montantes M-2 y M-1 mostrados en la figura 5.6.

En la tabla 5.1 se presentan las deformaciones de fluencia y colapso globales identificadas en los análisis de los modelos de las torres 43T10 y 53T10. Igualmente, se incluyen los pasos (factores

incrementales) de las cargas laterales relacionadas con ellas. La distorsión de fluencia se definió como el paso donde la carga actuante superaba la carga de pandeo en compresión en algún elemento. En las siguientes secciones se comentarán los pormenores de estas magnitudes.

Tabla 5.1 Características de deformación de las torres de celosía

Estado límite	43T10		53T10	
	Paso	Distorsión global (%)	Paso	Distorsión global (%)
Fluencia	2.09	1.19	1.96	1.50
Colapso	2.48	1.39	2.20	1.68

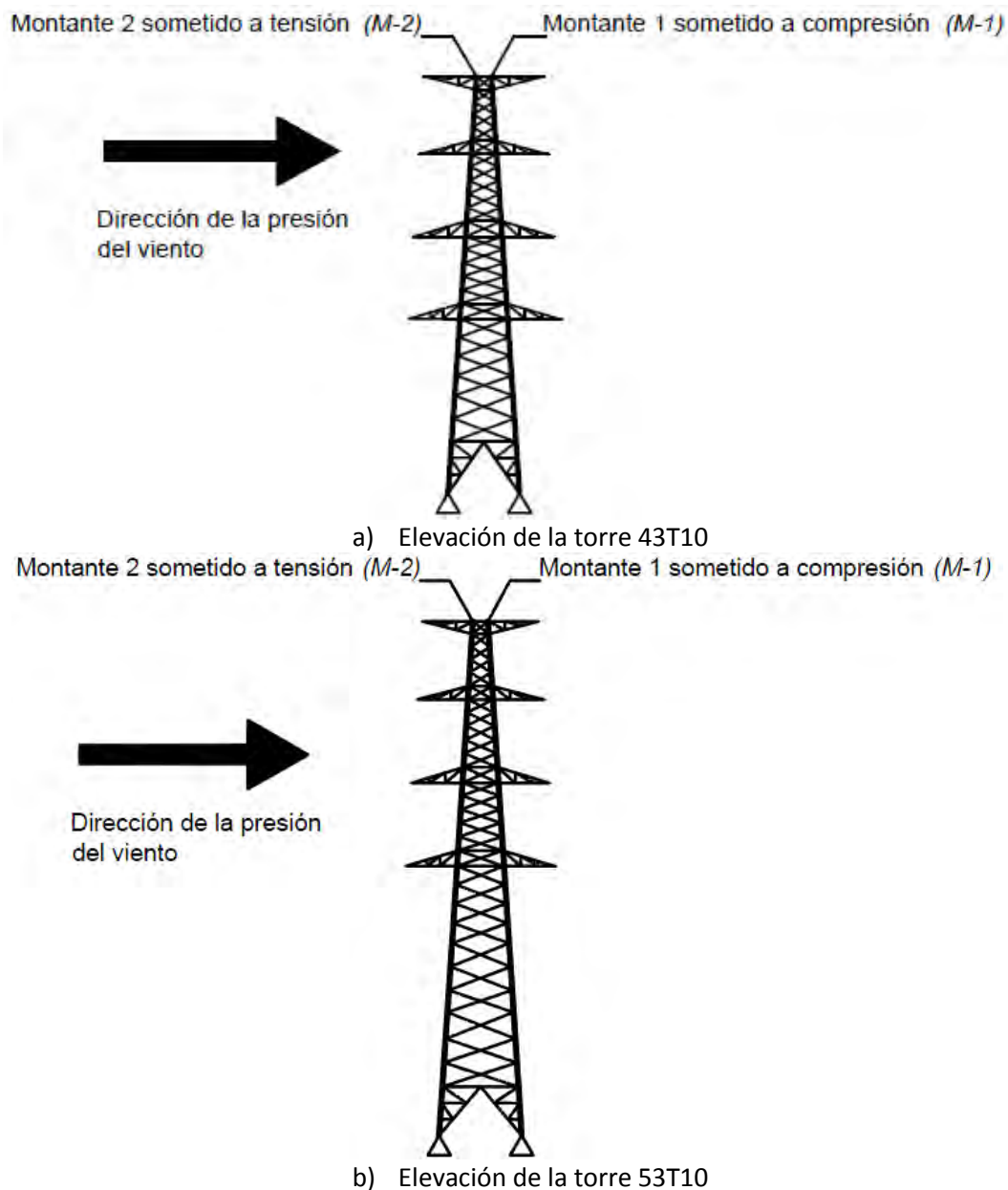
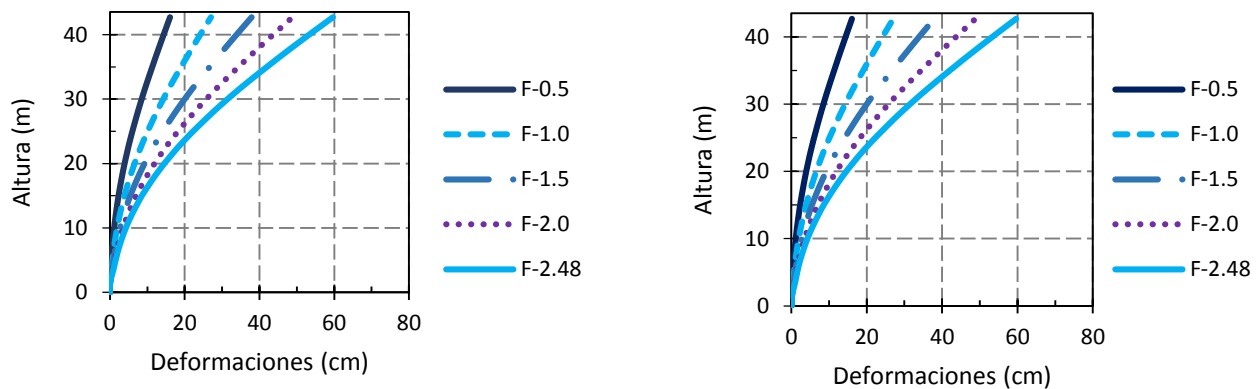


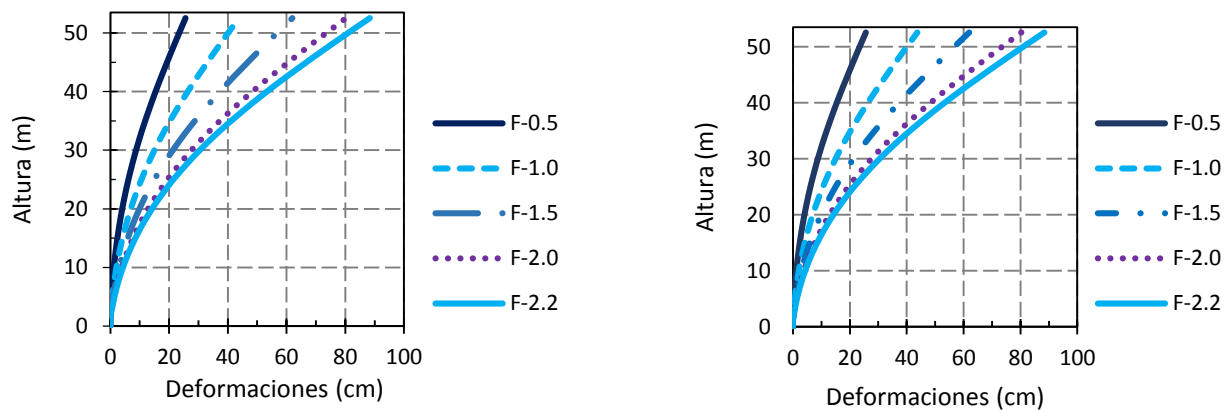
Figura 5.6 Definición de la dirección del viento en los modelos en estudio

En la figura 5.7 y 5.8 se muestra el desarrollo de las deformaciones obtenidas a lo largo de los análisis no lineales en los elementos M-1 y M-2 identificados en la figura 5.6. Las deformaciones laterales del montante M-1 sometido a compresión son parecidas al montante M-2 sometido a tensión para los factores de incremento de carga mostrados. En las gráficas no es posible determinar con exactitud la altura crítica donde se presenta el mecanismo de colapso.

Las deformaciones elásticas en la figura 5.7 de la torre 43T10 corresponden a los factores de incremento de carga de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0, debido a que como se discutirá más adelante la fluencia se presentó en el paso 2.09 (tabla 5.1). Por su parte, las deformaciones elásticas en la figura 5.8 de la torre 53T10 corresponden a los factores de incremento de carga de 0.5, 1.0 y 1.5; debido a que la fluencia se presentó en el paso 1.96 (tabla 5.1). Así, las deformaciones inelásticas de la torre 43T10 ocurren sólo en el factor de carga de 2.48 y las deformaciones inelásticas de la torre 53T10 ocurren en el factor de carga de 2.00 y 2.20.



Montante M-1 sometido a compresión  
Montante M-2 sometido a tensión  
Figura 5.7 Deformaciones de los montantes de la torre 43T10 en función del paso en el análisis



Montante M-1 sometido a compresión  
Montante M-2 sometido a tensión  
Figura 5.8 Deformaciones de los montantes de la torre 53T10 en función del paso en el análisis

En la figura 5.9 se muestran las magnitudes de distorsión de fluencia y de resistencia última para la torre 43T10 y 53T10 considerando las alturas y los desplazamientos de los nodos principales, donde se unen las diagonales de la torre a los montantes. Asimismo, en las figuras se incluye la distorsión de fluencia global y la distorsión de colapso global. Esas distorsiones globales se obtuvieron

dividiendo la deformación en la cumbre entre la altura de la torre en cada caso. La determinación de la distorsión de fluencia global se realizó considerando el paso en el que alguno de los elementos de la torre inicia su incursión en el intervalo inelástico.

En la torre 43T10 (figura 5.9a) y en la torre 53T10 (figura 5.9b) la magnitud de la deformación de los nodos depende de la altura. En el comportamiento de la distorsión por secciones de ambas torres, no se aprecian concentraciones de distorsión, por lo que no es posible determinar la posición en la altura del elemento que guiará el mecanismo de colapso de las torres.

Por otra parte, en las gráficas se aprecia que la configuración de la distorsión de fluencia y la distorsión última considerando las secciones de los nodos principales es muy similar, lo que implica que los elementos que inician la fluencia son los que gobiernan el colapso de las torres. En las gráficas, se han incluido las distorsiones obtenidas del capítulo 4 de los análisis elásticos. Se observa que la distorsión de la etapa elástica no es una buena predicción del comportamiento inelástico de las torres.

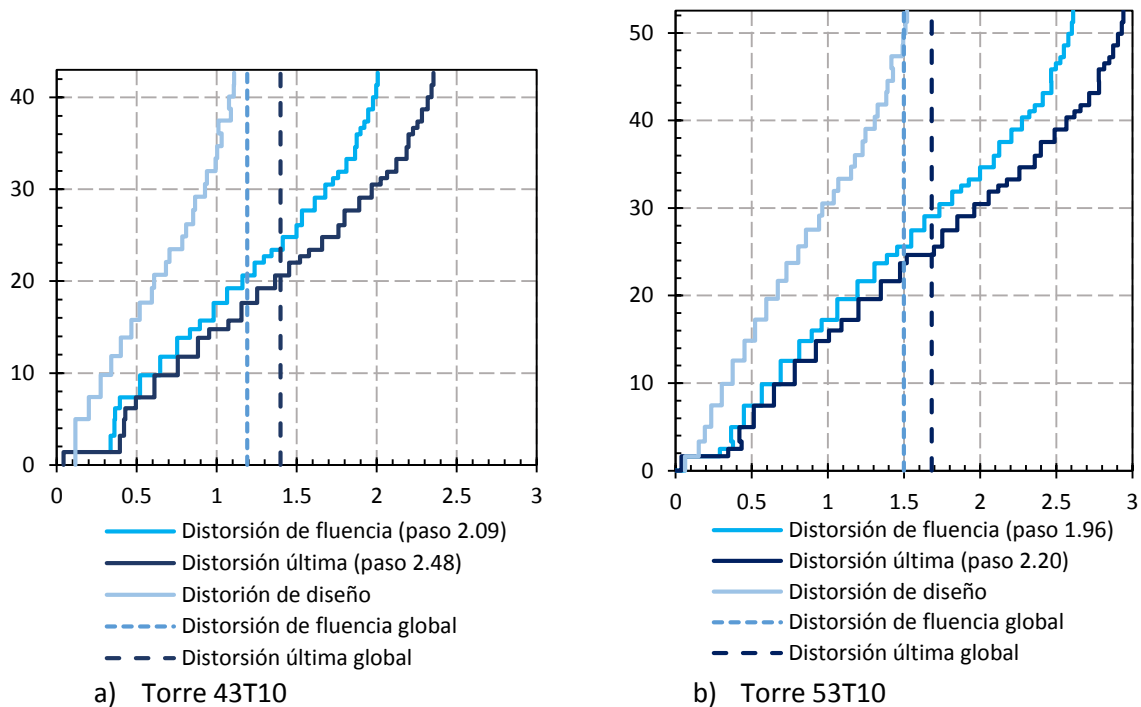


Figura 5.9 Distorsiones entre nodos principales de conexión

Como se explica en el capítulo 4 sobre los análisis elásticos, no existe una restricción de deformación para la revisión del estado límite de servicio (viento cotidiano) ni para la revisión del estado límite de colapso (viento intenso muy raro). En una revisión sísmica de edificaciones, los límites recomendados son respectivamente, 0.60% y 1.20%. Sin embargo, con base en los resultados obtenidos, las torres de transmisión podrían soportar distorsiones que no tienen ninguna relación con los límites actualmente propuestos. Como se explica en las gráficas, la distorsión de fluencia de la torre 43T10 es igual a 1.19%, mientras que es igual a 1.49% en la torre 53T10. Esto implica que un límite de distorsión global de servicio conservador para estos sistemas estructurales sería de 1.20%

En cuanto a la distorsión última, la torre 43T10 colapsó con una distorsión global de 1.40%; mientras que la torre 53T10 soportó hasta 1.68%. Es decir, que una restricción de distorsión global última conservador para las torres de transmisión sería 1.40%.

## 5.5 Curvas de capacidad

En esta sección se estudia el comportamiento no lineal del montante M-1 y M-2 de la torre 43T10 y 53T10 con curvas de capacidad.

Las propiedades mecánicas del acero de las torres 43T10 y 53T10 son un módulo elástico  $E$  de 2,040,000 kg/cm<sup>2</sup>, para los ángulos mayores a 2" el esfuerzo de fluencia  $F_y = 3,515$  kg/cm<sup>2</sup> y para los ángulos menores a 2" el esfuerzo de fluencia  $F_y = 2,530$  kg/cm<sup>2</sup>, las ecuaciones que determina las cargas de plastificación de compresión y tensión se presentan en el Apéndice E titulado "Resistencia Compresión de los Elementos Críticos".

### 5.5.1 Curvas de capacidad de la torre 43T10

En la figura 5.10 se muestra la torre 43T10 con el comportamiento de los montantes en compresión y tensión a cada cinco metros a lo largo de los análisis para mostrar la respuesta inelástica de todo el sistema. En ella, las curvas del montante del lado izquierdo M-1 están en tensión, por lo que las cargas actuantes están normalizadas entre la carga de plastificación por fluencia en tensión y las curvas del montante del lado derecho M-2 están en compresión, por lo que las cargas actuantes están normalizadas entre la carga de plastificación por compresión en algunos casos pandeo por compresión y en otros flexotorsión por compresión. Las curvas están graficadas en función de la deformación unitaria  $\varepsilon$ , esto es deformación axial entre la longitud del elemento.

Los elementos de la torre 43T10 se dividieron en tres segmentos hasta una altura de 20.61 metros con el propósito de obtener mejores resultados que describan el pandeo, y cada segmento se localizan en su altura media en metros.

En la figura 5.10 se puede apreciar las distintas curvas de capacidad para los elementos de los montantes M-1 y M-2 sometidos a compresión y tensión respectivamente, ubicados a una altura de 5, 15, 25, 35 y 40 metros de la torre de transmisión 43T10. En la figura se nota que la mayoría de los elementos permanecen en el intervalo elástico. Sólo los elementos a compresión y tensión ubicados en un nivel de 15 metros se plastifican, ya que ingresan al intervalo de deformaciones inelásticas.

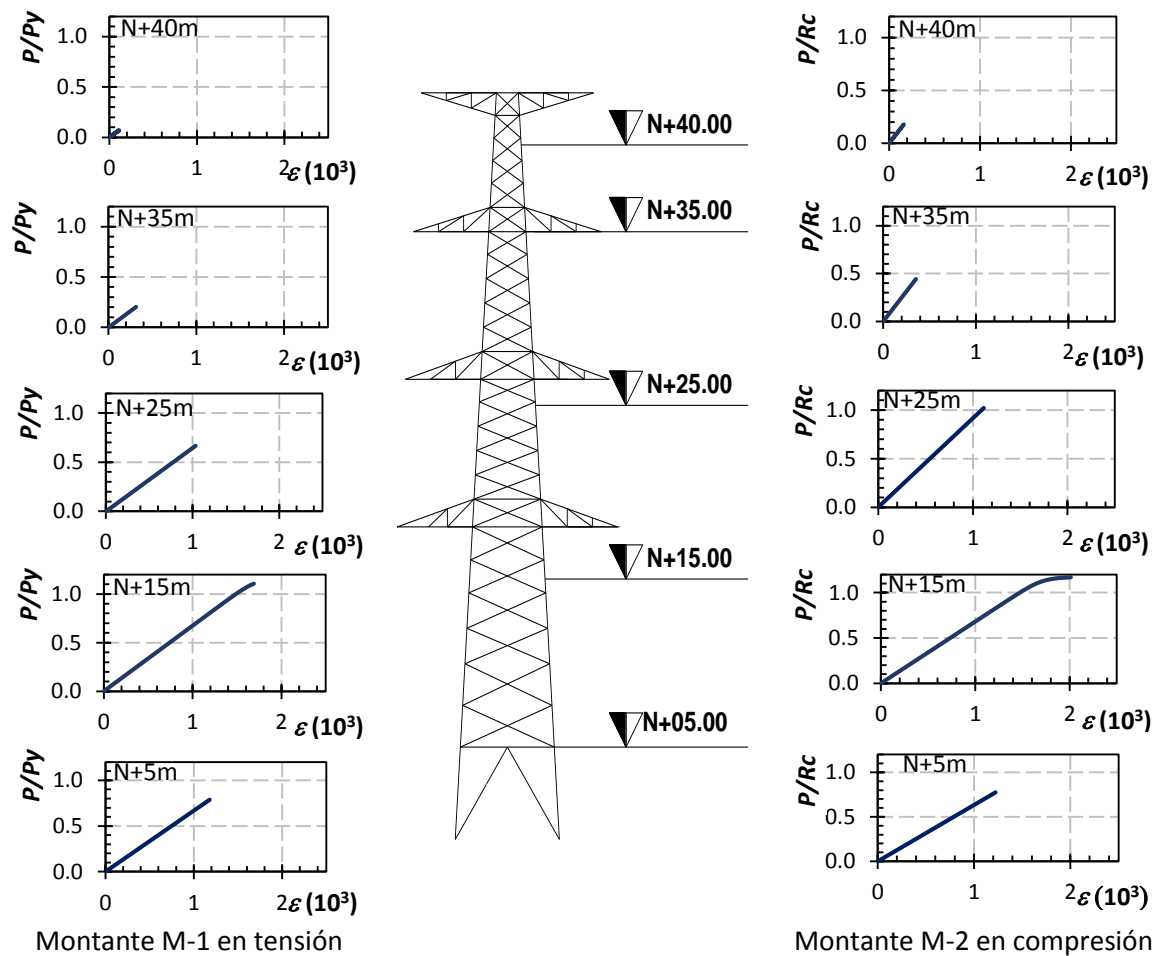


Figura 5.10 Curvas de capacidad de los elementos a cada 5 m en la torre 43T10

En la torre, se distinguieron zonas que concentraron el daño, por lo que en las siguientes secciones se muestra un acercamiento de la respuesta inelástica de esos elementos.

En la figura 5.11 se muestra un acercamiento del comportamiento inelástico de los elementos entre 4.96 y 9.75 m de altura. A esta altura, los montantes M-1 y M-2 están resueltos conforme a los planos de diseño mediante una sección 2L4" x 1/2" hasta una altura de 6.16 m, y a partir de esta altura las secciones son de 2L4" x 3/8".

En esta sección, se nota que los elementos cercanos al cambio de sección transversal incursionan en el intervalo inelástico hacia el final del análisis. Los elementos que sobrepasan su resistencia de fluencia e incursionan en el intervalo de deformaciones inelásticas se encuentran en el cambio de sección después de la altura de 6.16 m con secciones de 2L4" x 3/8" en la altura de 6.36 y 6.76 m.

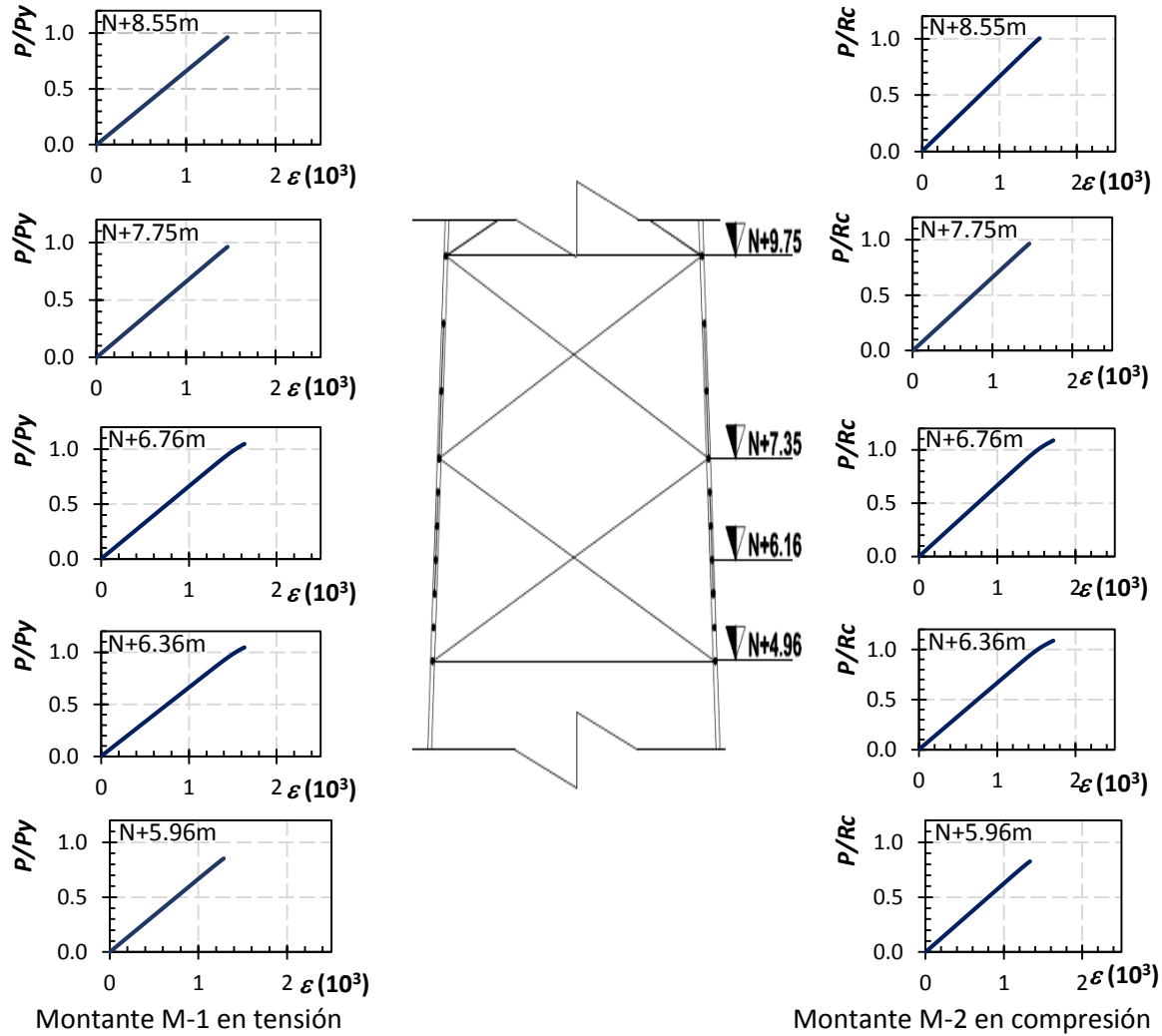
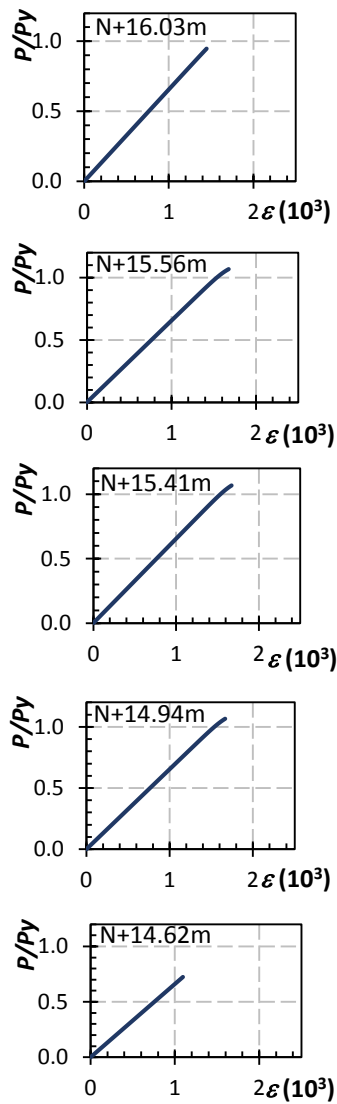


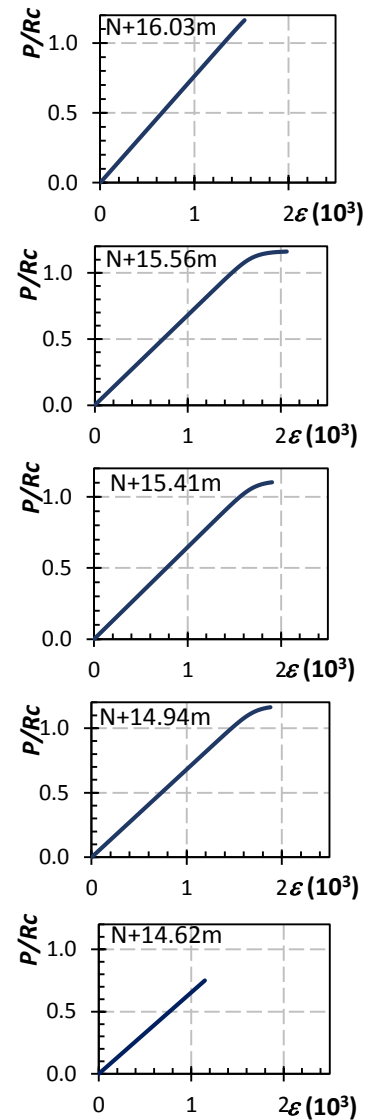
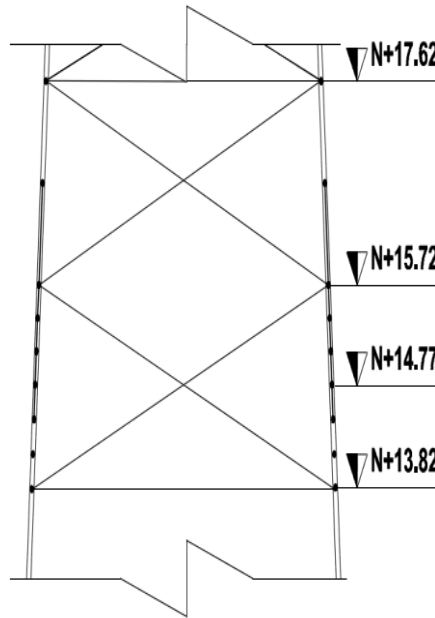
Figura 5.11 Curvas de capacidad elementos críticos de las extensiones de la torre 43T10

Sin embargo, la zona que acumuló mayor daño en la torre 43T10 está localizada entre 13.82 y 17.62 m de altura (figura 5.12). A esta altura, los montantes M-1 y M-2 tienen secciones de 2L4" x 3/8" hasta una altura de 14.77 m y a partir de esta altura las secciones cambian a 2L4" x 1/4".

En la figura 5.12 se nota que una mayor cantidad de elementos sobrepasan su resistencia de fluencia e incursionan en el intervalo inelástico principalmente a una altura entre 14.94 y 15.56 m donde los elementos tienen una sección 2L4" x 1/4". De hecho, esta zona representa la mayor acumulación de daño, donde el elemento ubicado en la altura de 15.56 m rige el mecanismo de colapso en la torre 43T10.



Montante M-1 en tensión



Montante M-2 en compresión

Figura 5.12 Curvas de capacidad de los elementos críticos de la torre 43T10

## 5.5.2 Curvas de capacidad de la torre 53T10

Los elementos de la torre 53T10 se dividieron en cinco segmentos hasta una altura de 30.46 m con el propósito de obtener mejores resultados que describan el pandeo y en los siguientes razonamientos cada elemento se localizan en su altura media en metros.

En la figura 5.13 se puede apreciar las distintas curvas de capacidad para los elementos de los montantes M-1 y M-2 sometidos a compresión y tensión ubicados en la altura de 5, 15, 25, 35, 45 y 50 m de la torre de transmisión 53T10. En la figura se nota que la mayoría de los elementos permanecen en el intervalo elástico. Sólo los elementos a compresión y tensión ubicados en un nivel de 25 m se plastifican, ya que ingresan al intervalo de deformaciones inelásticas.



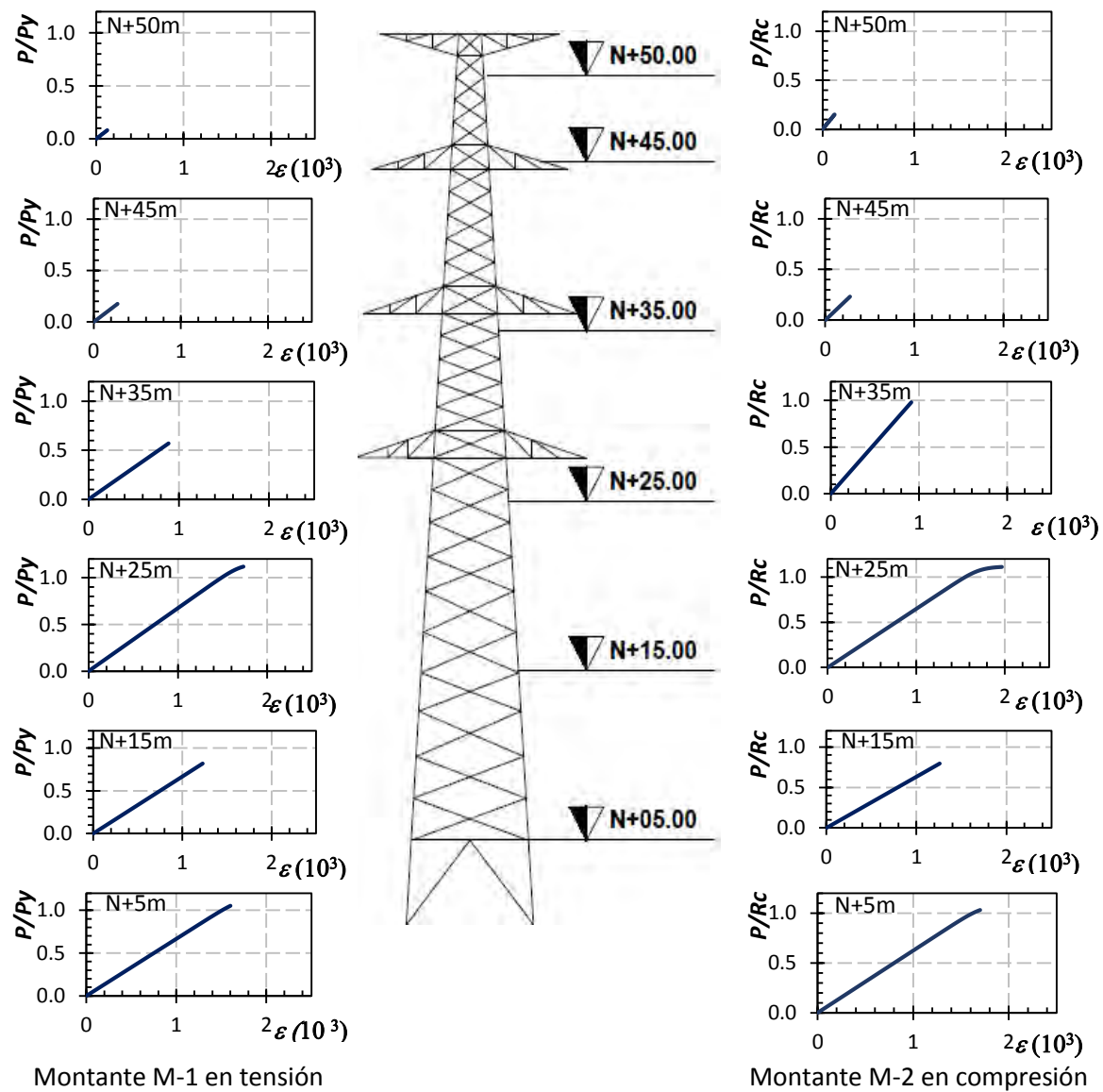


Figura 5.13 Curvas de capacidad torre 53T10

En la torre, se distinguieron zonas que concentraron el daño, por lo que en las siguientes secciones se muestra un acercamiento de la respuesta inelástica de esos elementos.

En la figura 5.14 se muestra un acercamiento del comportamiento inelástico de los elementos entre 0.00 y 5.00 m. A esta altura, los montantes M-1 y M-2 están resueltos conforme a los planos de diseño mediante una sección 2L 4" x 1/2" hasta una altura de 5.19 m.

En esta sección, se nota que los elementos cercanos a los apoyos de la estructura incursionan en el intervalo inelástico hacia el final del análisis. Los elementos que sobrepasan su resistencia de fluencia e incursionan en el intervalo de deformaciones inelásticas se encuentran en la altura de 1.52 y 1.73 m con secciones de 2L" x 1/2".

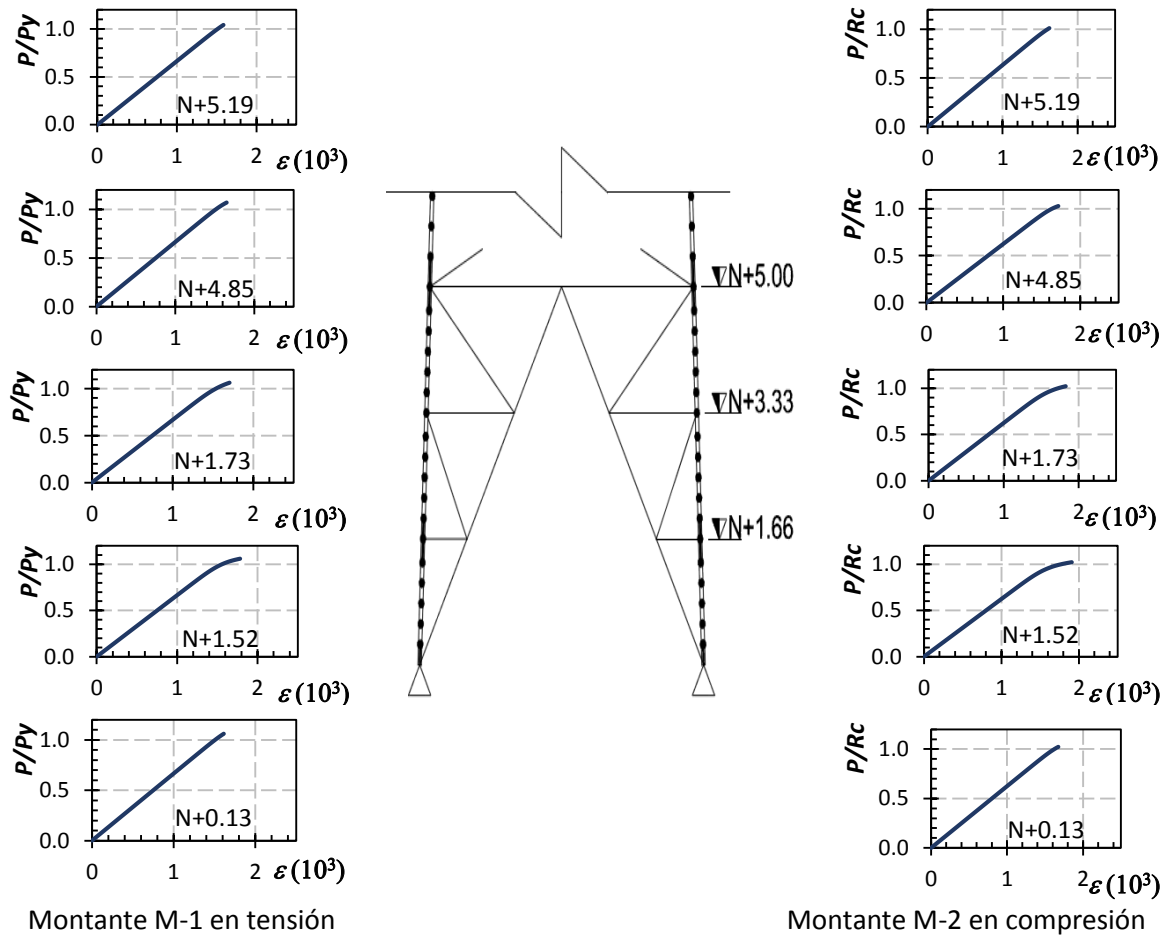


Figura 5.14 Curvas de capacidad elementos críticos de las extensiones de la torre 53T10

Sin embargo, la zona que acumuló mayor daño en la torre 53T10 está localizada entre 24.75 y 25.50 m de altura (figura 5.15). A esta altura, los montantes M-1 y M-2 tienen secciones de 2L4" x 3/8" hasta una altura de 24.62 m y a partir de esta altura las secciones cambian a 2L4" x 1/4".

En la figura 5.15 se nota que una mayor cantidad de elementos que sobrepasan su resistencia de fluencia e incursionan en el intervalo inelástico principalmente a una altura entre 25.33 y 25.50 m donde los elementos tienen una sección 2L4" x 1/4". De hecho, esta zona representa la mayor acumulación de daño, donde el elemento ubicado en la altura de 25.50 m rige el mecanismo de colapso en la torre 53T10.

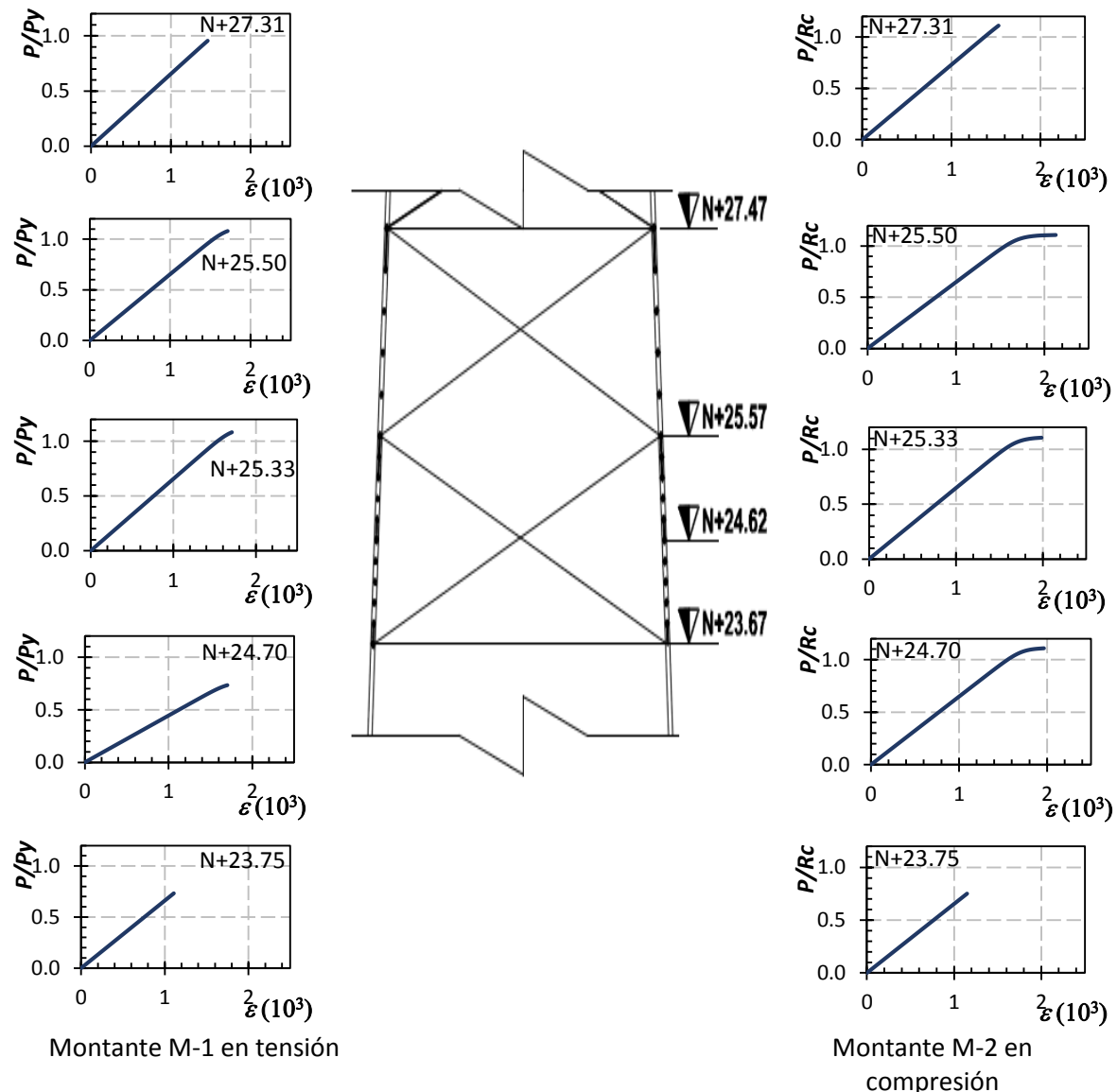


Figura 5.15 Curvas de capacidad de los elementos críticos de la torre 53T10

## 5.6 Formación de mecanismo de colapso torre 43T10 y 53T10

Como se explicó en las secciones anteriores, la estructura presentó concentraciones de daño que guiaron a la estructura al colapso. La mayor concentración ocurre en el elemento que se encuentra a una altura de 14.67 m para la torre 43T10 y a una altura de 24.62 m para la 53T10, donde se presenta el cambio de sección mostrado en la figura 5.16a.

Este elemento tiene una longitud no arriostrada de 190 cm a ejes como se muestra en la figura 5.16b y debido a que la definición de la resistencia a compresión considera sección transversal constante conforme a las NTCM (NTCM-04 2004) no fue posible aplicar estos criterios. Por esta razón, la capacidad de plastificación por pandeo en compresión se determinó mediante el modelo del elemento en el programa de *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006).

Con base en estos resultados se recomienda, no realizar cambios de sección entre dos nodos principales (al centro de la longitud no arriostrada), puesto que esto ocasiona concentraciones de cargas. De manera que una sección de la torre con distintas secciones a lo largo de su longitud puede regir el colapso en una torre de transmisión. Así, es recomendable hacer el cambio de sección estructural cercano a los apoyos en las placas de conexión.

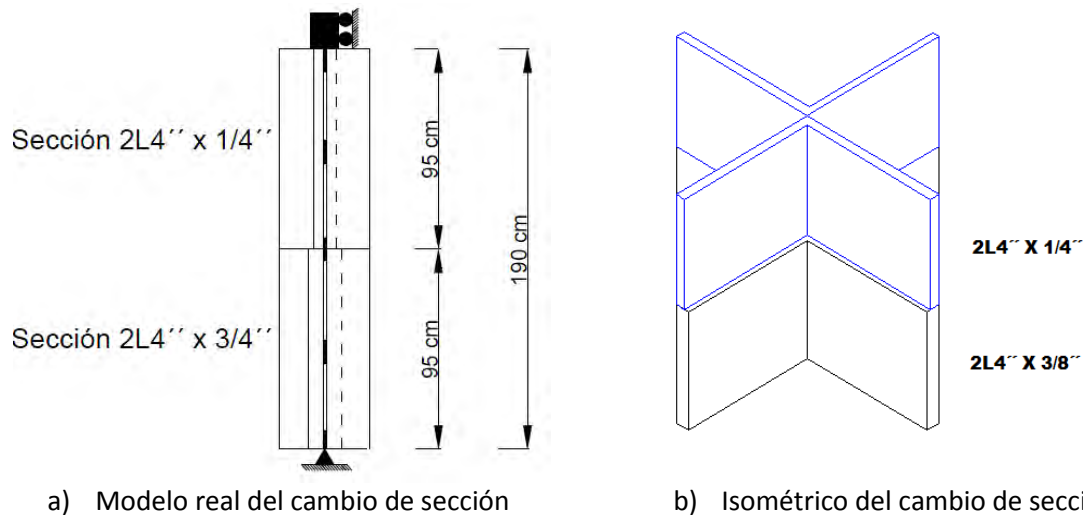


Figura 5.16 Cambio de sección de la torre 53T10

En la figura 5.17 se muestra las instantáneas de fluencia para la torre 43T10 en los distintos pasos de incremento de carga. Las instantáneas de fluencia se muestran en cuatro intervalos (0.00 - 0.25, 0.25 - 0.50, 0.50 - 0.75 y 0.75 - 1.00) normalizadas con la mayor demanda inelástica que se presentó en el paso mostrado para hacer evidente la magnitud del daño. Así, los elementos plastificados con proporciones entre 0.75 a 1.00 están relacionados con la mayor incursión en el intervalo inelástico por pandeo en compresión  $P/R_c$  o fluencia por tensión  $P/P_y$ .

La primera fluencia ocurre en el paso 2.09 en el elemento sometido a compresión ubicado en el cambio de sección a una altura de 14.62 m. La distorsión global (deformación en la cumbre de la torre entre su altura) es de 1.19% al inicio de la fluencia.

La evolución del mecanismo de colapso se muestra mediante las instantáneas de fluencia relacionadas con el paso 2.30. Se nota que el daño está liderado por los elementos a compresión y está relacionado con una distorsión global del 1.30%.

Finalmente, el mecanismo de colapso se desarrolló con un incremento de carga igual a 2.48 con una distorsión global de colapso de 1.41%. En este paso se aprecia que algunos elementos se plastifican por fluencia en tensión. Sin embargo, la mayor concentración del daño ocurre a una altura de 14.62 m. Se hace notar igualmente, que los elementos sometidos a compresión y tensión ubicados en el cambio de sección a una altura de 6.16 m se plastifican.

En la figura 5.18 se muestra las instantáneas de fluencia para la torre 53T10 en los distintos pasos de incremento de carga. La primera fluencia ocurre en el paso 1.96 en el elemento sometido a

compresión ubicado en el cambio de sección a una altura de 24.62 m. La distorsión global (deformación en la cumbre de la torre entre su altura) es de 1.49%.

La evolución del mecanismo de colapso se muestra mediante las instantáneas de fluencia relacionadas con el paso 2.00. Se nota que el daño está liderado por los elementos a compresión y está relacionado con una distorsión global del 1.53%.

Finalmente, el mecanismo de colapso se desarrolló con un incremento de carga igual a 2.20 con una distorsión global de colapso de 1.68%. En este paso se aprecia que algunos elementos se plastifican por fluencia en tensión. Sin embargo, la mayor concentración del daño ocurre a una altura de 24.62 m. Se hace notar igualmente, que los elementos sometidos a compresión y tensión ubicados en el cambio de sección a una altura de 1.83 m también se plastifican.

En la torre 53T10 el paso 2.20 de resistencia última el daño que rige el colapso continúa a una altura de 24.62 m. Además de los elementos sometidos a compresión los elementos sometidos a tensión incursionan en el intervalo de deformaciones inelásticas en la base de la torre hasta una altura de 5 m.

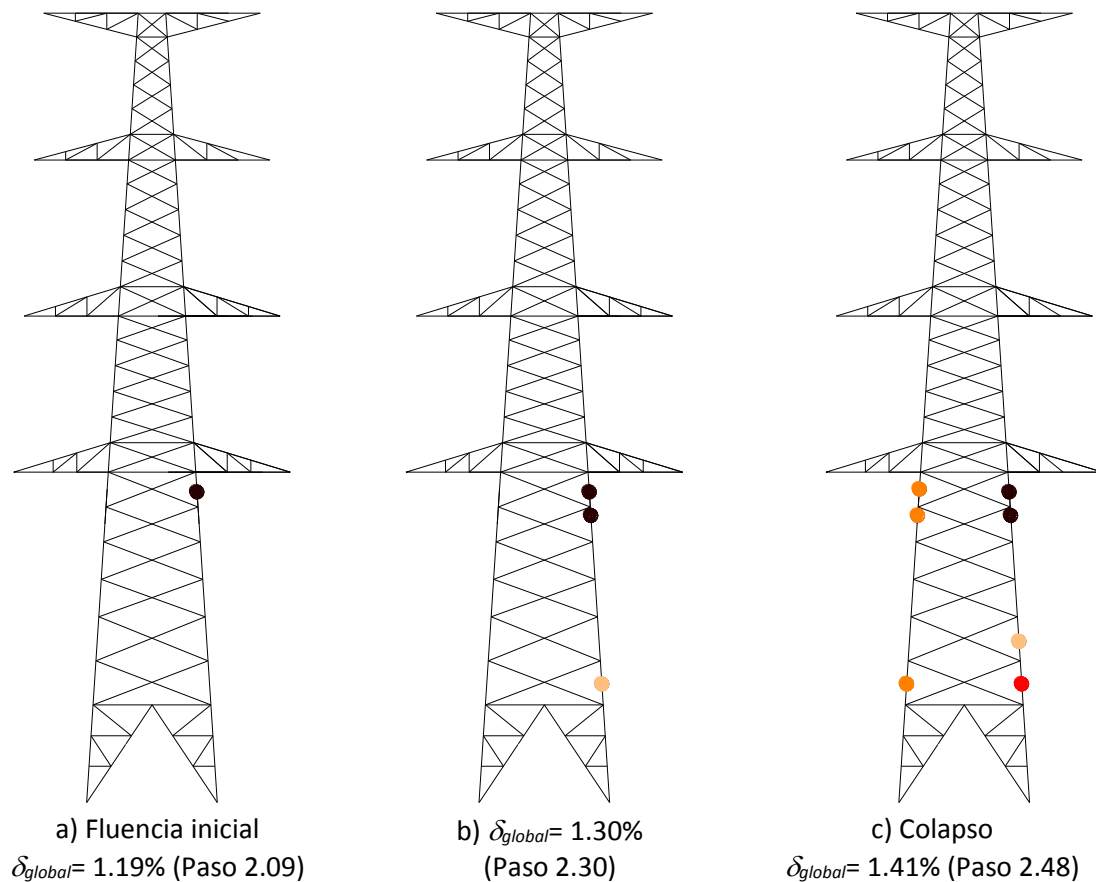
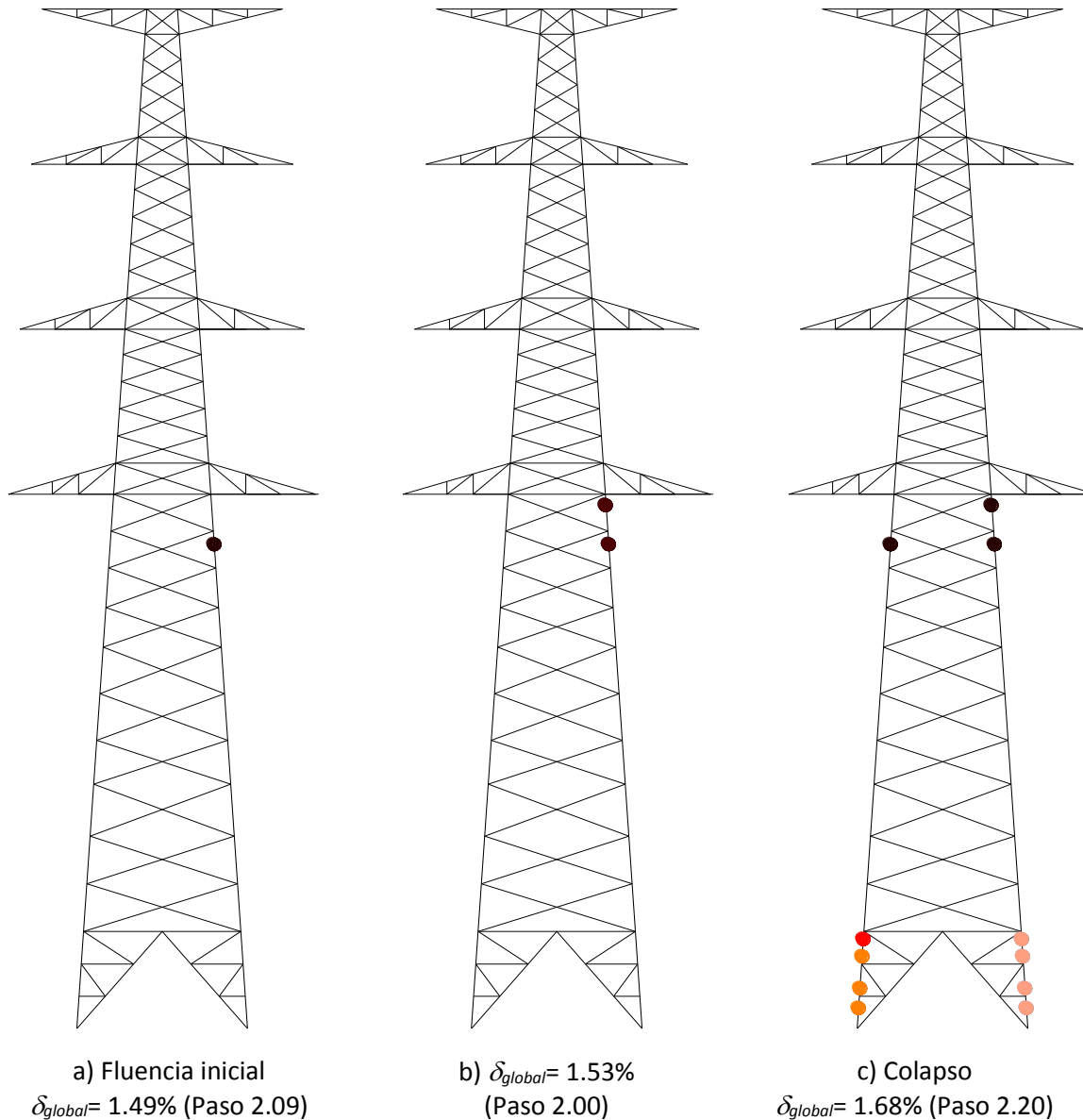


Figura 5.17 Desarrollo del mecanismo  
Escala: 0.00-0.25 0.25-0.50 0.50-0.75 0.75-1.00



## 5.7 Curvas de capacidad 43T10 y 53T10

De los análisis se obtiene la curva de capacidad global de las torres 43T10 y 53T10 mostradas en la figura 5.19. Las gráficas muestran el comportamiento de la distorsión global en porcentaje (deformación en la cumbrera entre la altura de la torre) contra el cortante basal  $V_{basal}$ .

Como se discutió anteriormente, los resultados de los análisis ponen en evidencia la acumulación del daño que ocasiona que el mecanismo de colapso se desarrolle pocos pasos después de que se presenta la primera plastificación por pandeo en compresión. Estos resultados se notan en las curvas de capacidad global en ambas torres que muestran un comportamiento frágil, porque el

mecanismo de colapso de las torres se concentra en el elemento con cambio de sección ubicado a una altura de 15.56 m en la torre 43T10 y en la altura 25.50 m en la torre 53T10.

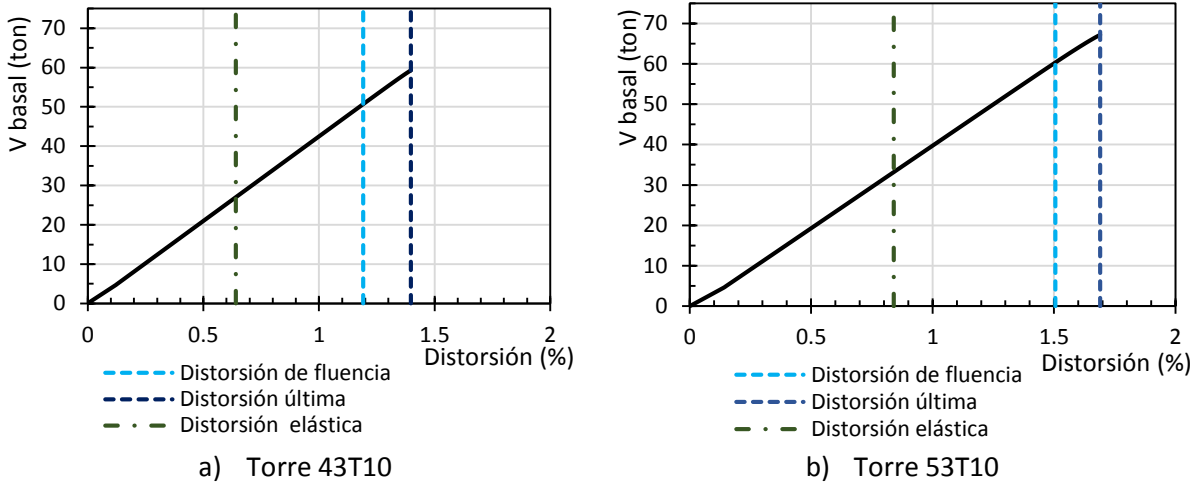


Figura 5.19 Curva de capacidad

Para la torre 43T10, el paso que está relacionado con el colapso de la estructura en el paso último de carga actuante es de 2.48 con un cortante basal de 59.25 ton. Esto implica que la estructura desarrolló una sobrerresistencia  $\Omega$  igual a 2.48, debido a que el patrón de cargas utilizado en los análisis fue el obtenido de los reglamentos.

Por otra parte, el colapso de la torre 53T10 en el paso último de carga actuante es de 2.20 con un cortante basal de 67.27 ton. Esto implica que la sobrerresistencia que pudo desarrollar el sistema es igual a  $\Omega=2.20$ .

Esto significa que las torres estudiadas logran soportar velocidades regionales significativamente mayor a las que se estipulan en los reglamentos estudiados.

La ductilidad de la torre 43T10 se determina con la distorsión global en el paso donde se presenta la primera fluencia de algún elemento  $\delta_y=1.19\%$  en el paso 2.09 y la distorsión última  $\delta_u=1.39\%$ . De modo que, con base en los resultados, la torre logra desarrollar una ductilidad  $\mu=1.17$ , que está relacionada con una falla frágil.

La torre 53T10 presenta distorsión global relacionada con la primera fluencia del elemento crítico igual a  $\delta_y=1.49\%$  y una distorsión última igual a  $\delta_u=1.68\%$ . Así, la torre desarrolla una ductilidad igual a  $\mu=1.13$ .

En la figura 5.20a se muestra una comparación de la sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y en la figura 5.20b la ductilidad ( $\mu$ ) correspondientes a cada los periodos de 0.49 para la torre 43T10 y 0.60 para la torre 53T10.

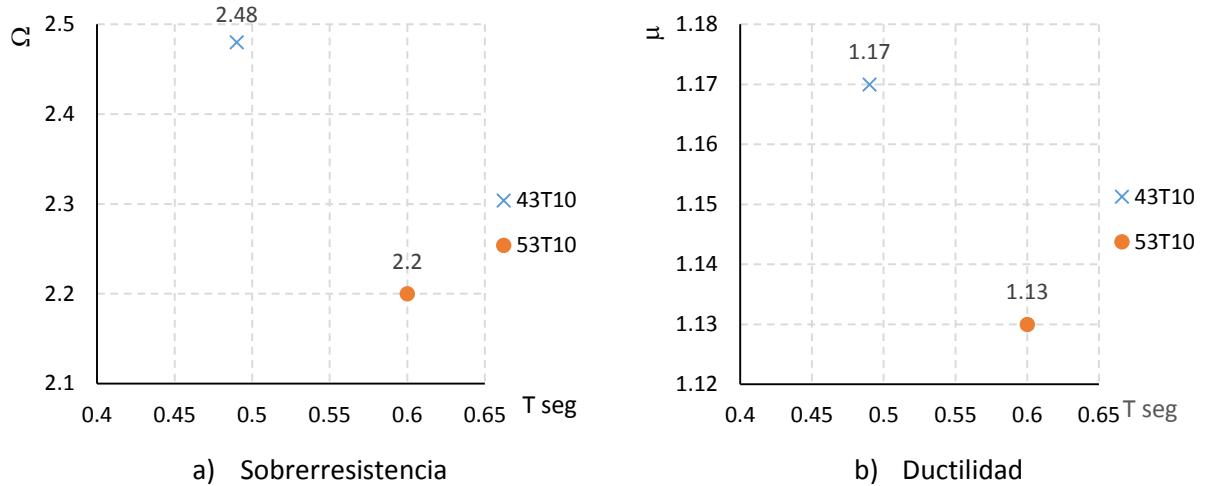


Figura 5.20 Sobrerresistencia  $Q$  y ductilidad  $\mu$  para los periodos de la torre 43T10 y 53T10

## 5.8 Conclusiones

En este capítulo se muestran los resultados de un estudio sobre el comportamiento inelástico de las torres 43T10 y 53T10 en análisis ante carga estática monótona creciente modelados en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006). Conforme se explica en el capítulo 5, los elementos estructurales están subdivididos en cinco segmentos y el área transversal en fibras para modelar adecuadamente el pandeo lateral y la plastificación de la sección, respectivamente.

En el capítulo, las distorsiones se estudian en dos sentidos: las distorsiones entre nodos principales y las distorsiones globales (deformación en la cumbrera entre la altura total de la torre).

La distorsión de colapso entre los nodos principales sigue la tendencia de la distorsión relacionada con la fluencia, sin que se noten concentraciones de demandas. Por otra parte, la distorsión obtenida durante la etapa de diseño no resulta una buena representación del comportamiento inelástico de la torre, puesto que es significativamente menor que la distorsión relacionada con la primera fluencia.

La distorsión global de fluencia para la torre 43T10 fue igual a 1.19% y la distorsión global última fue igual a 1.49%. Por otra parte, la distorsión de fluencia de la torre 53T10 resultó ser igual a 1.49% y la distorsión en el colapso fue igual 1.68%.

Con base en los resultados anteriores, el promedio de la distorsión de fluencia de ambas torres es igual a 1.34%; sin embargo, debido a que la falla presentada en estos sistemas fue significativamente frágil, se propone limitar la revisión del estado límite de colapso a 1.20%. Por otra parte, el promedio de la distorsión global de las torres estudiadas fue igual a 1.58%; sin embargo, nuevamente se sugiere limitar la restricción por deformación en la revisión del estado límite de colapso a 1.50%. Es valioso hacer notar que los límites propuestos están basados en sólo dos modelos, lo que aunado a que el universo de configuraciones, alturas y resistencias de las torres de transmisión es muy variado, ocasiona que estos resultados deben ser considerados con las reservas necesarias.



Con base en los resultados obtenidos en este capítulo, los mecanismos de colapso indican una concentración del daño que estuvo asociada con fallas frágiles, donde una vez que un elemento se plastificaba por pandeo en compresión, el mecanismo de colapso se desarrolló con poco incremento de carga. En todos los casos estudiados, se notó una concentración de daño relacionado con el cambio de sección transversal.

De los resultados obtenidos se concluye que el cambio de sección a la mitad de la longitud no arriostrada de los elementos propicia la concentración del daño y lidera el mecanismo de colapso de la torre 43T10 y 53T10. Por esta razón, pese a que este cambio de sección en el centro del elemento pretende facilitar el montaje de la torre, perjudica el comportamiento estructural de la torre.

El mecanismo desarrollado por la torre 43T10, no concuerda exactamente con el que desarrolla la torre 53T10; de manera que el modo de falla parece ser independiente de la altura. Sin embargo, en ambos casos se aprecia una dependencia del mecanismo con la ubicación del cambio de sección transversal del elemento.

De acuerdo a los resultados obtenidos, la sobrerresistencia que desarrollan las estructuras son significativamente bajas, iguales a 2.48 y 2.20 para las torres 43T10 y 53T10, respectivamente. Esto implica que las torres son capaces de soportar una velocidad regional significativamente más alta que la que está estipulada en los reglamentos.

Por otra parte, con base en el estudio, las ductilidades que desarrollan las torres son iguales a 1.17 y 1.13 para las torres 43T10 y 53T10, respectivamente. Esta baja capacidad de deformación está relacionada con la falla frágil que desarrollan las torres, donde después de que en algún elemento se presenta la primera plastificación por pandeo en compresión, el colapso se presenta con muy poco incremento de carga.

Los resultados indican que pocos elementos incursionan en el intervalo de deformaciones inelásticas; de manera que el mecanismo de colapso se desarrolla por la concentración del daño en los elementos que cambian de sección transversal a la mitad de su longitud no arriostrada.



## **Capítulo VI: Conclusiones**

## Capítulo VI: Conclusiones

En esta investigación se analiza el comportamiento inelástica de dos torres de transmisión de alta tensión para 400 kV con dos circuitos con un conductor por fase. Las torres tiene 42.68 m y 52.53 m de altura, están resueltas con ángulos en celosía con seis crucetas para conductores y dos crucetas para el hilo de guarda.

Mediante análisis elásticos en tres dimensiones realizados en SAP2000 (CSI, 2009) se determinaron las características dinámicas de las torres y se corroboró que los elementos estructurales satisfacían las demandas impuestas. Además, se realizaron análisis inelásticos ante carga estática monótona creciente en el programa *OpenSees* (Mazzoni., *et al.* 2006) en modelos tridimensionales. Las secciones de los elementos estructurales en el modelo se discretizaron en fibras para que el modelo incluyera la posibilidad de que la sección se plastifique en toda su longitud. En el modelo, los elementos se subdividieron en segmentos para incluir los efectos de segundo orden e incluir adecuadamente el pandeo global por compresión.

Las combinaciones de carga modeladas en las torres corresponden a cargas gravitacionales con un factor de carga de 1.5 correspondiente a estructuras de alta importancia, viento perpendicular a la línea con un factor de carga de 1.1 correspondiente a cargas accidentales y viento paralelo a la línea de la torre con un factor de carga de 1.1 correspondiente a cargas accidentales. Al comparar las demandas de las tres combinaciones de carga, la más desfavorable resultó ser la combinación de carga con viento perpendicular a la línea.

Para establecer el patrón de carga, se desarrolló un estudio comparativo entre los criterios de reglamentos internacionales especializados considerando el reglamento de Estados Unidos ASCE SEI 7-10 (ASCE-05 2005), Japón AIJ-06 (AIJ-06 2006), Australia y Nueva Zelanda 1170.2 (AS/NZS-11 2011), India IS 875 (IS875-95 1995) y dos reglamentos mexicanos: a) el Manual de la Comisión Federal de Electricidad (CFE-08 2008) y las Normas Técnicas para el Diseño por Viento del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCV-04 2004). Los resultados de los análisis se usaron para: a) definir curvas carga contra deformación unitaria, b) definir curvas de capacidad, c) evaluación de la deformación, a través de un factor de concentración de distorsión y e) evaluar la ductilidad y sobrerresistencia desarrolladas por los modelos.

El procedimiento para la obtención de los efectos del viento sobre una estructura es el siguiente: se ubica la estructura en el mapa o tabla de velocidades regionales, la magnitud de la velocidad regional se obtiene del mapa o tabla de velocidades regionales, el factor de topografía se determina con ecuaciones o magnitudes reportadas en tablas, el coeficiente de variación de la altura del viento se establece con ecuaciones definidas en cada reglamento, la velocidad de diseño del viento sobre la estructura se calcula con los parámetros mencionados anteriormente, la relación de solidez se obtiene con el coeficiente de arrastre de los distintos elementos estructurales, el factor de ráfaga se calcula para estructuras con periodo fundamenta mayor o igual a un segundo y, por último, se calculan las fuerzas o la presión de diseño de diseño sobre la estructura.

En los reglamentos especializados vigentes, la presión de diseño se determina con factores que modifican la velocidad regional del viento. Los factores son el perfil de velocidades del viento que

considera la rugosidad del terreno, la topografía, el coeficiente de arrastre y los efectos dinámicos desfavorables que incrementan la presión de diseño.

Todos los reglamentos considerados en esta investigación aumentan la magnitud de la velocidad del viento de diseño con factores de importancia estructural. La comparación entre los reglamentos hace notar la necesidad de que los criterios de las NTCV (NTCV-04 2004) se ajusten para considerar los resultados de pruebas experimentales o mediciones en campo que aumenten la velocidad regional cuando se diseñen por viento en terreno plano para preservar a las estructuras de alta importancia. El reglamento australiano (AS/NSZ-11 2011), el reglamento de la India (IS-875-85 2003), el reglamento estadounidense (ASCE-05 2006) y el reglamento japonés (AIJ-06 2006) establecen criterios que permiten atenuar la velocidad de diseño debido a la orientación de la estructura.

En este estudio se dedicaron esfuerzos para hacer comparaciones de los factores, velocidad y presiones relacionados de los reglamentos, con el propósito de comprobar si para iguales circunstancias se obtenían o no demandas equivalentes. Además, debido a que los patrones de carga varían en función de la respuesta dinámica de la estructura se supusieron casos con los siguientes periodos fundamentales  $T= 1.0$  seg,  $T= 1.5$  seg,  $T= 2.0$  seg y  $T= 2.5$  seg. El resultado de este estudio comparativo indica que el patrón de cargas más crítico es el que está relacionado con el reglamento japonés (AIJ-06 2006), mientras que en la comparación de los reglamentos mexicanos el patrón de cargas crítico le corresponde al Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008).

Además, se realizó un estudio para determinar la aportación a la demanda en los montantes de apoyo de las torres de transmisión de celosía considerando a) viento sobre la estructura, b) viento sobre los cables, c) tensiones mecánicas y d) cargas gravitacionales. Estos resultados demostraron que las cargas que ocasionan las mayores demandas están relacionadas con el viento sobre los conductores, que representan aproximadamente 50 por ciento de la solicitud total.

En los patrones de carga lateral sobre el cuerpo de la torre asociados a las demandas de viento, se observa que la fuerza de diseño por viento disminuye al aumentar la altura, debido a que el área sólida de la torre disminuye igualmente. La mayor concentración de fuerzas por viento está en la base de la torre porque la magnitud del coeficiente de arrastre es máximo en esta porción de la estructura.

En los análisis no lineales en *OpenSees* se modeló el pandeo de los elementos de las torres de transmisión 43T10 y 53T10 mediante fibras en las secciones transversales. Los elementos montantes de las torres se dividieron en segmentos para modelar adecuadamente los efectos de segundo orden. La presión del viento sobre el cuerpo principal de la torre se modeló mediante cargas concentradas en los nodos principales en ambas torres.

En los análisis inelásticos, se estudió el comportamiento inelástico de los elementos estructurales considerando fluencia por tensión y pandeo global por compresión mediante curvas que describen el comportamiento de la carga axial y la deformación unitaria. Los resultados ponen en evidencia que las estructuras desarrollaron un mecanismo de colapso frágil caracterizado por la concentración del daño a la mitad de la altura. El colapso es liderado por un elemento que es usado para hacer el cambio de sección transversal a la mitad de su longitud no arriostrada, lo que pone en evidencia

una deficiencia en el proceso de diseño. Asimismo, se nota una distribución no uniforme en la altura de la respuesta inelástica de los elementos en la altura; de manera que el colapso está asociado a una alta reserva de resistencia.

Así, con base en los resultados pocos elementos incursionan en el intervalo de deformaciones inelásticas; de manera que el mecanismo de colapso se desarrolla por la concentración del daño en los elementos que cambian de sección transversal a la mitad de su longitud no arriostrada. A fin de aumentar la capacidad inelástica de este elemento crítico, se recomienda hacer el cambio de sección en el nodo y no a la mitad de la longitud no arriostrada del elemento de apoyo.

En el análisis de los desplazamientos en el intervalo inelástico, la distorsión de colapso entre los nodos principales sigue la tendencia de la distorsión relacionada con la fluencia, sin que se noten concentraciones de demandas. La distorsión global de fluencia para la torre 43T10 fue igual a 1.19% y la distorsión global última fue igual a 1.39%. Por otra parte, la distorsión de fluencia de la torre 53T10 resultó ser igual a 1.49% y la distorsión en el colapso fue igual 1.68%. El promedio de la distorsión de fluencia de ambas torres es igual a 1.34%; sin embargo, debido a que la falla presentada en estos sistemas fue significativamente frágil, se propone limitar la revisión del estado límite de colapso a 1.20%. Por otra parte, el promedio de la distorsión global de las torres estudiadas fue igual a 1.58%; sin embargo, nuevamente se sugiere limitar la restricción por deformación en la revisión del estado límite de colapso a 1.50%. Es valioso hacer notar que los límites propuestos están basados en sólo dos modelos lo que, aunado a que el universo de configuraciones, alturas y resistencias de las torres de transmisión es muy variado, ocasiona que estos resultados deben ser consideradas con las reservas necesarias.

En la investigación se discute el desarrollo del mecanismo de colapso mediante instantáneas de fluencia y, pese a que el mecanismo desarrollado por el modelo 43T10 no concuerda exactamente con el que desarrolla el modelo 53T10, no se aprecia dependencia del modo de falla con la altura de la torre. En cambio, en ambos casos se aprecia la influencia del cambio de sección transversal en el montante.

Las ductilidades que desarrollan las torres son iguales a 1.17 y 1.13 para las torres 43T10 y 53T10, respectivamente. Esta baja capacidad de deformación está relacionada con la falla frágil que desarrollan las torres, donde después de que en algún elemento se presenta la primera plastificación por pandeo en compresión, el colapso se presenta con muy poco incremento de carga. Así, la ductilidad que desarrollan los modelos es prácticamente nula, lo que corrobora el mecanismo de falla frágil.

Por otra parte, las sobrerresistencias que desarrollan las estructuras son 2.48 y 2.20 para las torres 43T10 y 53T10, respectivamente. Esto implica que las torres son capaces de soportar una velocidad regional significativamente más alta que la que está estipulada en los reglamentos.

Finalmente, se hace notar que los resultados de este estudio están basados en dos torres únicamente; de modo, que su extrapolación a distintas configuraciones y alturas debe hacerse con las reservas necesarias.



## Referencias

## Referencias

- [1] AIJ-06 (2006) "Recommendations for Loads on Building. Chapter 6: Wind Loads", *AIJ Architectural Institute of Japan*. Japón.
- [2] AIJ-06-C (2006) "Commentary for Loads on Building. Chapter 6: Wind Loads", *AIJ Architectural Institute of Japan*. Japón.
- [3] AISC-03 (2003) "Manual of Steel Construction Load and Resistance Design", *American Institute of Steel Construction*, tercera edición, Estados Unidos de America.
- [4] ASCE-05 (2006) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI7-05", *American Society of Civil Engineers, ASCE Press*, Nueva York.
- [5] ASCE 10-97 (2000) "Design of Latticed Steel Transmission Structures", *American Society of Civil Engineers, ASCE Press*, Virginia.
- [6] AS/NZS-11 (2011), "AS/NZS 1170.2. Structural design actions. Part 2: Wind actions", *Australian/New Zealand Standard*. Marzo.
- [7] AS/NZS-02-C (2002), "AS/NSZ 1170.2 Structural design actions. Commentary. Supplement to AS/NSZ 1170.2:2002", *Australian/NewZeland Standard*. Septiembre.
- [8] ASTM (2000) "Standard Specification for steel Transmission Tower Bolts, Zinc-Coated and Bare", *ASTM American Society for Testing Materials*. Estados Unidos de America.
- [9] Bitrán D. (2001), *Resumen general de daños ocasionados por el ciclón tropical Dean en la República Mexicana*, Serie. Impacto socioeconómico de los desastres en México I del Centro Nacional de Prevención de Desastres, Primera edición, México, 107p, ISBN: 970-628-591-1.
- [10] Chopra A. K., (2012), *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 4a edición, Editor Holly Stark, Boston, Pearson.
- [11] CSI (2009), "SAP 2000 Analysis Software", Computers and Structures, Berkeley, California, Estados Unidos de America.
- [12] Savory E., Parke G. A. R, Disney P., Toy N. (2001), "Modelling of tornado and microburst-induced wind loading and failure of a lattice transmission tower", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Volumen 23, Publicación 4, Pp. 365-375. doi: 10.1016/j.bbr.2011.03.031.
- [13] Savory E., Parke G. A. R, Disney P., Toy N. (2008), "Wind induced transmission tower foundation loads: A field study-design code comparison", *Journal of Wind Engineering and*

*Industrial Aerodynamics*, Volumen 96, Publicación 6-7, Pp. 1103-1110. doi: 10.1016/j.bbr.2011.03.031.

- [14]ES-CFE-06, (2006), “Torres para Líneas de Subtransmisión y Transmisión Especificación CFE J1000-50”, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.
- [15]FEMA-97 (1997), “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Building Seismic Safety Council, Washington.
- [16]García N., Marín R., Méndez K., Eslava H., Jiménez M., García F., Matías L. G., Domínguez L. (2009), *Impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en la República Mexicana en el año 2007*, Serie. Impacto socioeconómico de los desastres en México del Centro Nacional de Prevención de Desastres, Primera edición, México, 624p. ISBN: 978-607-7558-00-2.
- [17]Hernández A. N. y Morales F. (2005), “Diseño de torres de transmisión eléctrica”, *Tesis de Ingeniería Civil*, Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, México D.F.
- [18]Hibbeler R. C, (2006), *Mecánica de Materiales*, 6a edición, Editor Pablo Miguel Rosas, México, Pearson.
- [19]Holmes J. D., (2007), *Wind Loading of Structures*, 2a edición, Estados Unidos y Canada, Taylor & Francis.
- [20]IMCA-14, (2014), *Manual de Construcción en Acero Instituto Mexicano de la Construcción en Acero*, 5a edición, Limusa. En prensa.
- [21]IS875-87, (2003), “IS:875(Part3): Wind Load son Buildings and Structures”, *Indian Standard*, India.
- [22]Li P., Li J., Nie M., Zhong W., Huang A. (2012), “Dynamic Response of Power Transmission Towers under wind load”, *2012 International Conference on Future Electrical Power and Energy System*, Volumen 17, Parte B, Pp. 1124-1131. doi: 10.1016/j.egypro.2012.02.217.
- [23]Mayumi T., Maeda J. y Nobuyuki, I. (2010), “Aerodynamic damping properties of two transmission towers estimated by combining several identification methods”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Volumen 98, Publicación 12, Pp. 872-880. doi: 10.1016/j.jweia.2010.09.001.
- [24]Mazzoni S., McKenna F., Scott M., Fenves M. y G. (2006), “Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual”, Report NEES grid-TR 2004-21. Pacific Earthquake Engineering Research, Universidad de California, Berkeley, California. <http://opensees.berkeley.edu>.



- [25]MOC-CFE-08, (2008), “Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo de Diseño por Viento”, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.
- [26]Mody V. J. y Slater J. E. (1983), “Unsteady Aerodynamics and Vortex Induced Aeroelastic Instability of a Structural Angle Section”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Volumen 11, Publicación 1-3, Pp 321- 334. doi: 10.1016/j.bbr.2011.03.031.
- [27]Momomura Y., Marukawa H. y Ohkuma T. (1992), “Wind-induced Vibration of Transmission Line System”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Volumen 43, Publicación 1-3, Pp. 2035-2046. doi: 10.1016/0167-6105(92)90630-S.
- [28]Prasad N., Samuel G. M., Mohan S. J., Lakshmanan N. (2012), “Studies on failure of transmission line towers in testing”, *Engineering Structures*, Volumen 35, Pp. 55-70. doi: 10.1016/j.engstruct.2011.10.017
- [29]NTCADE-04, (2004), “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, tomo II, Octubre.
- [30]NTCM-04, (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, tomo I, Octubre.
- [31]NTCV-04, (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, tomo II, Octubre.
- [32]Peyrot A., (2009), “Wind Loading: Uncertainties and Honesty Suggest Simplification”, *Electrical Transmission and Substation Structures*, Pp. 1-25. doi: 10.1061/41077(363)17
- [33]RCDF-04, (2004), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, Enero.
- [34]Sagard & Cognetas La Granja (2009), “La Granja Aisladores de Vidrio”, [En Linea] [www.sdglagranja.es/images/stories/aisladores/CatAisladores.pdf](http://www.sdglagranja.es/images/stories/aisladores/CatAisladores.pdf) , [Accesado el día 16 de Junio de 2014]
- [35]Semblantes M. L. (2010), “Diseño de una torre de transmisión eléctrica auto soportada para una línea de 69KV”. *Tesis de ingeniería para obtener el grado de ingeniero civil*, Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Mecánica. Ecuador, Quito. Noviembre.
- [36]Tapia E. y Sordo E. (2012), “Patrones de carga reglamentarios para torres de transmisión de alta tensión sujetas a viento intenso”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol. 12, No 2, Diciembre. ISSN 1535-0088.

[37]Tapia E. (2007) "Propuesta de lineamientos para el análisis y diseño de líneas de transmisión", Gerencia de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Líneas de Transmisión y cables de Potencia. Luz y Fuerza del Centro, Septiembre, México D.F.



## **Apéndice A: Visita a Campo de Torres de Celosía Colapsadas**

## Apéndice A: Visita a Campo de Torres de Celosía Colapsadas

El día 21 de abril del 2014 entre los poblados de Santa Teresa y Huehuetoca en el Estado de México, mientras se realizaba esta investigación se presentó colapso parcial o total en varias torres de transmisión de celosía en el Estado de México.

Se realizó una visita a lugar donde colapsaron las torres de transmisión de celosía en el tramo de la línea de transmisión Victoria – Huhuetoca de Comisión Federal de Electricidad. La mayoría de las torres estaban siendo modificadas por personal calificado de la CFE cuando se visitó el lugar. Debido al peligro durante las maniobras, el personal de Comisión Federal de Electricidad no permitió que me acercara a las estructuras; de manera que este reporte se centra en fotografías tomadas a la distancia.

Las torres de transmisión de celosía colapsadas eran de suspensión con distintos perfiles estructurales tipo ángulos. En el recorrido realizado se pudo confirmar que la cimentación de las torres no presento ningún tipo de falla. Las distintas notas periodísticas ofrecen escasa información del daño de las estructuras, ya que además de que se presentaron colapso total en tres torres, otras dos torres presentaron daño severo en las extensiones y daño en el cuerpo piramidal de la torre con colapso parcial.

Como se aprecia en la figura A.1 y A.2, las condiciones topográficas alrededor de las torres de transmisión de celosía colapsadas están relacionada con un terreno con muy pocos obstáculos, escasa vegetación y no se alcanza apreciar efectos topográficos que puedan variar el flujo de la capa límite del viento; por esta razón, el terreno se clasificaría como terreno R1 que contiene escasa o nulas obstrucciones al flujo de viento conforme a la clasificación por Rugosidad del terreno de las NTCV (NTCV-04 2004); el factor topográfico conforme a la clasificación del factor  $F_{TR}$  (factor de topografía y rugosidad del terreno) (NTCV-04 2004) se clasificaría con un tipo de topografía T3 que es un terreno prácticamente plano con ausencia de cambios topográficos importantes.

En el lugar de colapso se tomaron las fotografías que se presentan a continuación, a través de un recorrido a pie. En la figura A.3 se muestra la descripción del recorrido realizado en un croquis de ubicación, las coordenadas geográficas de las torres de transmisión de celosía colapsadas y las vistas de las fotografías que se discutirán a continuación.



Figura A.1 Tipo de terreno en el lugar del colapso



Figura A.2 Vista del tipo de terreno en el lugar de colapso

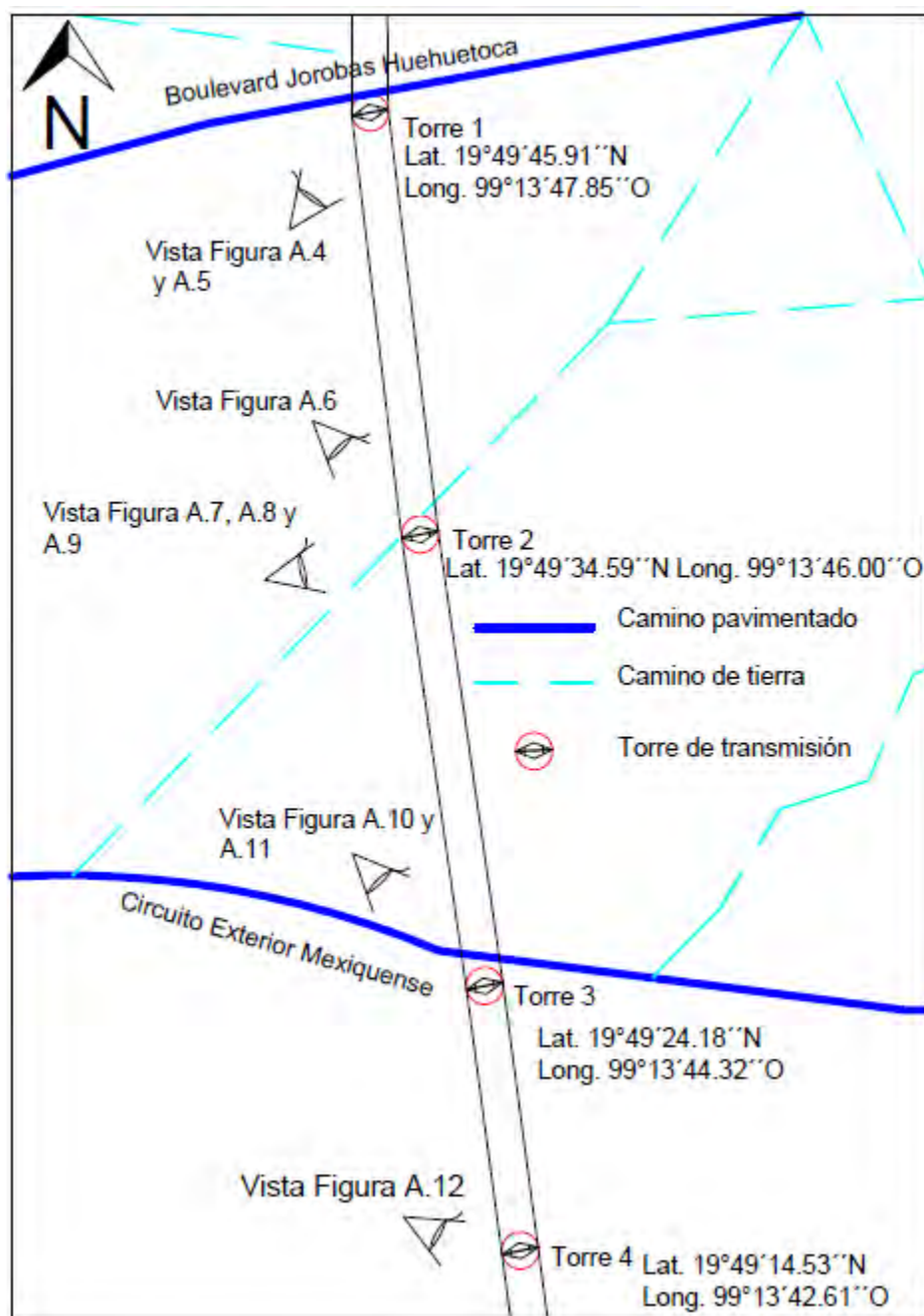


Figura A.3 Ubicación de las torres colapsadas en Santa Teresa, Edo. de México

### A.1 Descripción torre 1 (Lat. 19°49'45.91''N Long. 99°13'47.85''O)

La torre 1 cuenta con 4 circuitos con 2 conductores por fase. En la figura A.4 y A.5 se muestran perspectivas de las torres que pueden ser ubicadas en el recorrido mostrado en la figura A.3.

La torre presenta daños en el cambio de sección en el cuerpo piramidal entre las crucetas 5 y 6, en todas las crucetas que van hacia la torre 2 presentan daño. Por esta razón, es probable que el daño



de esta estructura haya sido ocasionado por el colapso de la torre 3. Igualmente, se notó rotura de conductores en las tres crucetas inferiores y en el hilo de guarda en la última cruceta.



Figura A.4 Daños en el cuerpo recto y circuitos



Figura A.5 Pandeo en el cambio de sección del cuerpo recto

## **A.2 Descripción de torre 2 (Lat. 19°49'34.59"N Long. 99°13'46.00"O)**

Conforme a la visita, se apreció que la torre 2 tenía 4 circuitos con 2 conductores por fase. Esta torre presentó colapso parcial, en la parte superior de la estructura. Es valioso hacer notar que, pese a que la torre tiene daño severo no colapso a diferencia de las torres 3 y 4.

Debido al colapso de la torre 3, la torre 2 presenta múltiples daños en todas las crucetas que se dirigen a la torre 3. Además, se aprecia que el cuerpo de la torre se degolló antes de la última cruceta de conductores como se muestra en la figura A.6.

Asimismo, esta torre de transmisión debe ser desmantelada en su totalidad debido a que en las extensiones (parte inferior de la torre) se presentó pandeo en los elementos de apoyo como se muestra en la figura A.7, A.8 y A.9.



Figura A.6 Colapso parcial en torre 2



Figura A.7 Daño en cuerpo piramidal torre 2





Figura A.8 Vista en perspectiva de los daños en las extensiones de la torre 2

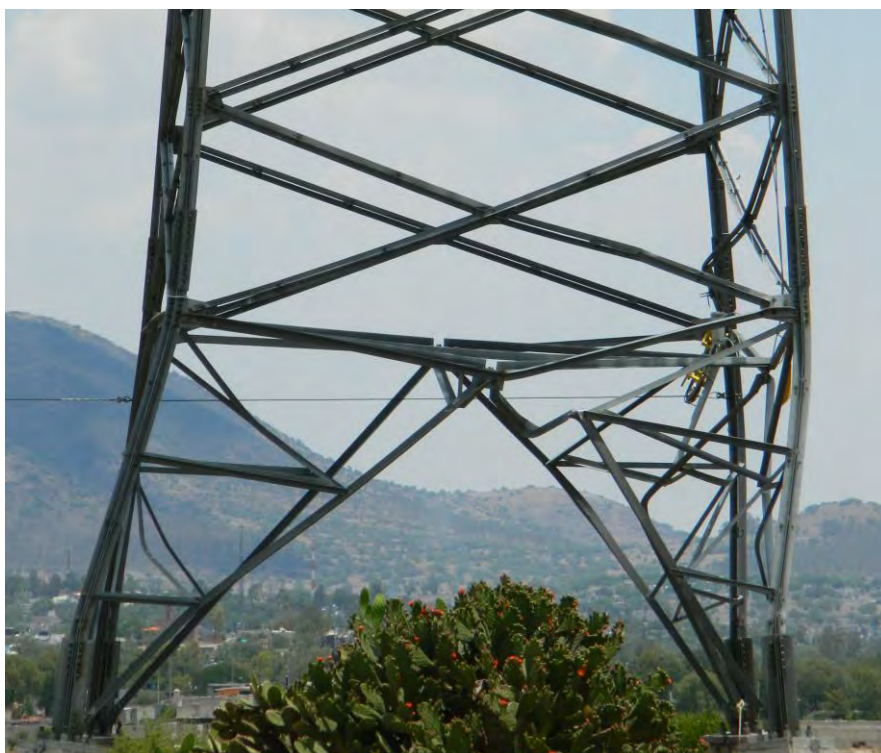


Figura A.9 Acercamiento de los daños en las extensiones de la torre 2

### **A.3 Descripción torre 3 (Lat. 19°49'24.18"N Long. 99°13'44.32"O)**

La torre 3 era una torre de suspensión con 4 circuitos y dos conductores por fase. Por los daños presentados cuando colapsa, esta torre ocasiona los daños a la torre 1, 2 y 4, es posible que la falla se debiera a vientos intensos en la dirección perpendicular a la línea; de manera que existía presión en el cuerpo de la torre y en los cables ocasionando la combinación de cargas más desfavorable.

El día que se realizó la visita a campo, esta torre ya había sido parcialmente desmantelada; de manera que fue necesario acudir a fotografías de reportes periodísticos para conocer más sobre el estado de la torre después del colapso.

Se hace mención que algunas notas periodísticas publicaron la posibilidad de que el colapso se debiera a robo de perfiles estructurales de acero, herrajes y cables; sin embargo, durante esta visita a campo no fue posible verificar si efectivamente hubo robo de alguna de sus partes.



Figura A.10 Vista de la torre 3 durante las maniobras



Figura A.11 Vista de las extensiones de la torre 3

#### A.4 Descripción torre 4 (Lat. $19^{\circ}49'14.53''$ N Long. $99^{\circ}13'42.61''$ O)

La torre 4 también era una torre de suspensión con la misma altura. Esta torre presenta un colapso total provocado por el pandeo de los elementos de apoyo. Llama la atención que a pesar del colapso, la torre está íntegra a pesar del impacto contra el suelo. Es decir, la estructura está recargada en el suelo en la dirección perpendicular a la línea de transmisión.



Figura A.12 Daños en la extensiones de la torre 4



## **Apéndice B: Periodo de Retorno y Factor de Topografía**



## Apéndice B: Periodo de Retorno y Factor de Topografía

Como complemento de esta investigación en este Apéndice se describen los distintos periodos de retorno y el comportamiento de las magnitudes de los factores topográficos reglamentarios. En el estudio del comportamiento de los factores topográficos, se realiza una comparación de las magnitudes de este factor para una estructura desplantada en distintos lugares de un montículo.

### B.1 Periodo de retorno reglamentario

El periodo retorno está asociado a datos estadísticos de la velocidad regional del viento de cada país, un periodo de retorno mayor disminuye la probabilidad de que la velocidad regional sea excedida. Las Normas Técnicas (NTCV-04 2004) y el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008) definen la magnitud del viento regional a partir de tablas o figuras que consideran periodos de retorno de: 10 años para estructuras provisionales con una probabilidad de excedencia de 10%, 50 años para estructuras de importancia normal con una probabilidad de excedencia de 2% y 200 años con una probabilidad de excedencia de 0.5% para estructuras de gran importancia como las torres de transmisión de celosía.

El reglamento australiano divide Australia y Nueva Zelanda en cinco regiones: tres regiones con vientos no ciclónicos y dos regiones con vientos ciclónicas (tabla 3.1 AS/NZS-11 2001) en función de la probabilidad de excedencia anual de la velocidad del viento.

El reglamento japonés presenta una ecuación para determinar un factor que está normalizado con la velocidad del viento con un periodo de retorno de 500 años  $U_{500}$  con la respuesta promedio del viento  $U_0$  a 10 metros de altura ( $\lambda_U = U_{500}/U_0$ ). El factor para ajustar el periodo de retorno del viento  $k_{rw}$  se muestra en la ecuación B.1, donde  $r$  es el periodo de retorno deseado de la velocidad regional del viento (apartado A6.1.7 AIJ-06 2006).

$$k_{rw} = 0.63(\lambda_U - 1) \ln r - 2.9 \lambda_U + 3.9 \quad (B.1)$$

En la figura B.1 se muestra el comportamiento de esta ecuación para definir la velocidad asociada a cierto periodo de retorno del reglamento japonés (AIJ-06 2006). En ella, la velocidad básica  $U_0$  se obtiene del mapa de isovelocidades que define el reglamento japonés. La velocidad para un periodo de retorno de 500 años  $U_{500}$  se definió a partir del mapa correspondiente para la misma curva (región) donde se ubicó  $U_0$ .

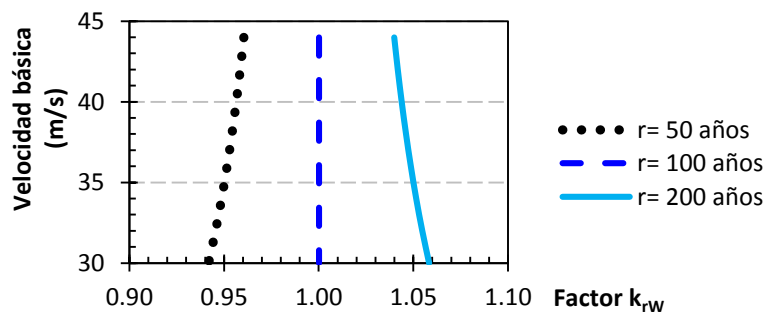


Figura B.1 Comportamiento del factor que define el periodo de retorno reglamento del japonés (AIJ-06 2006)

De la figura B.1, se observa que la ecuación B.1 está calibrada para un periodo de retorno de 100 años. Siendo que la velocidad básica del viento se establece en función de la ubicación de la estructura, es de llamar la atención que para un periodo de retorno de 200 años, el factor aumenta con la velocidad del viento. Ya que esto significa que para un periodo de retorno alto (mayor importancia de la estructura), la velocidad de diseño es mayor si la estructura se ubica tierra adentro que en una zona costera. En cualquier caso, estos resultados no ameritan la aplicación de una ecuación para la definición de una velocidad básica que incluya el periodo de retorno, sino que complican al diseñador la claridad de los criterios y la obtención de la presión de diseño.

En el caso de la comparación entre reglamentos que se presenta más adelante, se decidió usar una velocidad básica de 39 m/s con base en la recomendación de las Normas Técnicas (apartado 3.1.1 NTCV-04 2004) para una estructura de alta importancia y un periodo de retorno de 200 años. A fin de homologarlo con los otros reglamentos comparados, fue necesario determinar el factor del periodo de retorno del reglamento japonés (AIJ-06 2006) que resultó ser igual a  $k_{rw} = 1.037$ .

Cada uno de los reglamentos en estudio, establece magnitudes de distintos periodos de retorno en función de las condiciones climáticas. De hecho, el reglamento australiano contiene magnitudes de velocidad de periodos de retorno de hasta 2,000 años o más con una probabilidad de excedencia del viento regional mínima, con un margen de seguridad alto cuando la estructura es sometida a acciones por viento. Esta influencia del periodo de retorno se destaca por el incremento de las velocidades regionales y hay que destacar que el reglamento australiano (AS/NZS-11 2011) es el único que propone velocidades regionales con su determinado periodo de retorno para las zonas ciclónicas y no ciclónicas.

## B.2 Factor de topografía reglamentario japonés AIJ-06

Específicamente, el reglamento japonés define el factor de topografía  $E_g$  a partir de una ecuación compleja en función de la altura del cambio topográfico  $H_s$ , de la pendiente de la ladera  $\theta$ , de la altura de la estructura  $Z$ , de la posición de la estructura  $X_s$  en relación a la cumbrera del promontorio o del escarpe y tres parámetros ( $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$ ) que son magnitudes adimensionales que dependen del tipo de topografía, la pendiente y la relación de su posición respecto a la cumbrera y la altura de la topografía  $X_s/H_s$  (tablas A6.4 Y A6.5 AIJ-06 2006). Conforme a los comentarios del reglamento (AIJ-06-C 2006), los parámetros  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  están basados en resultados experimentales en túnel de viento en dos dimensiones considerando un terreno II (pocas o nulos obstáculos) con mediciones a cada 10 m hasta los 100 m de altura. Para ilustrar el procedimiento, en la ecuación B.2 de este documento se reproduce el criterio que propone el reglamento japonés para el cálculo del factor de topografía  $E_g$  (apartado 6.1.5.3 AIJ-06 2006).

$$E_g = (C_1 - 1) \left\{ C_2 \left( \frac{Z}{H_s} - C_3 \right) + 1 \right\} \exp \left\{ -C_2 \left( \frac{Z}{H_s} - C_3 \right) \right\} + 1 \quad (B.2)$$

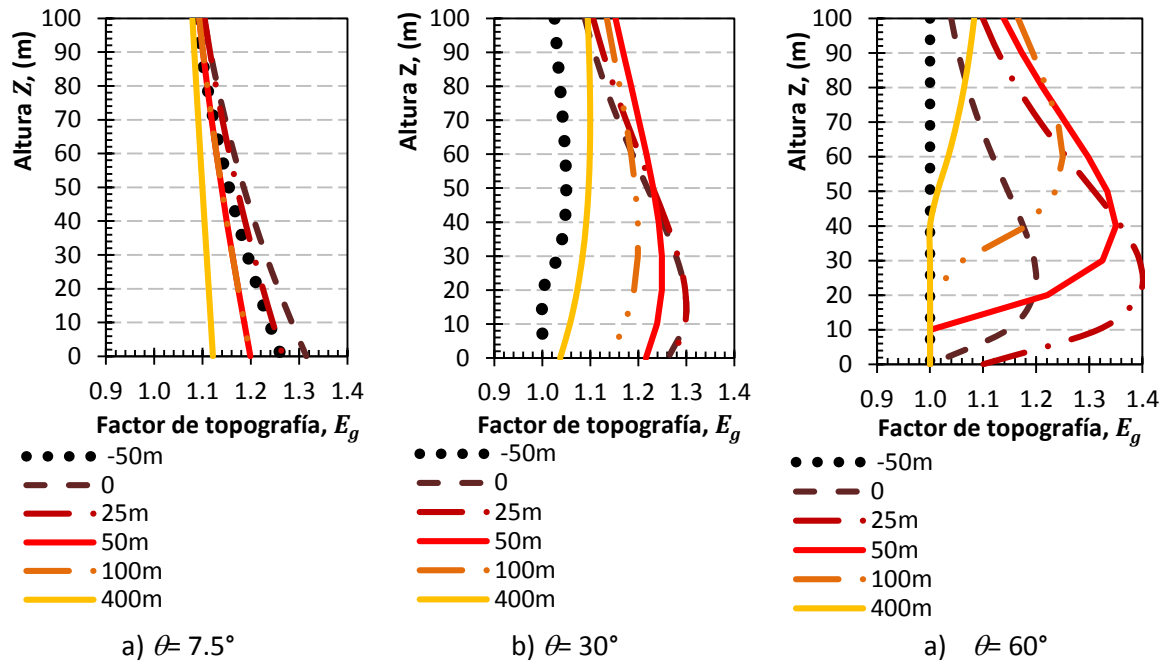


Figura B.2 Comportamiento del factor de topografía  $E_g$  conforme al reglamento japonés (AIJ-06 2006)

El comportamiento del factor  $E_g$  se muestra en la figura B.2 para el caso de un escarpe. Las curvas ilustran los casos de una escarpe de 50 metros de altura con pendiente de la ladera de la escarpe de  $\theta = 7.5$ , 30 y 60 grados. Como se muestra en la figura B.3, las curvas muestran el factor de topografía en función de la altura de las estructuras  $Z$  en metros y de su posición; esto es, desde una ubicación 50 m antes de la cumbre de la escarpe (-50 m) hasta una posición a 400 m después de la cumbre (400 m).

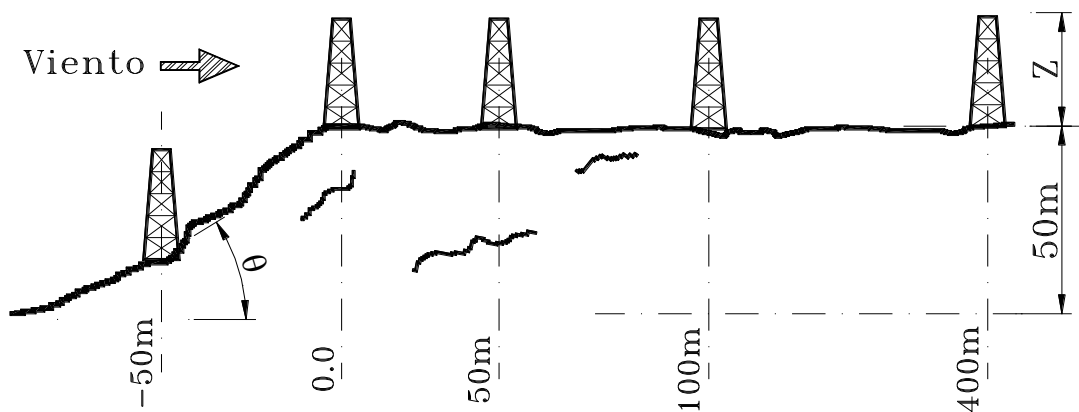


Figura B.3 Posición supuesta de la estructura para ejemplificar el factor de topografía  $E_g$

El AIJ-06 (2006) indica que cuando la pendiente de la ladera es menor a  $\theta < 7.5^\circ$  el factor de topografía  $E_g$  es igual a 1.0. Esto significa que tan pronto la pendiente de la ladera supera los 7.5 grados, el factor de topografía aumenta al menos en un 10% hasta  $E_g > 1.1$  (figura B.2a).

En general, la magnitud del factor se incrementa con el aumento de la pendiente  $\theta$ . Entre los casos estudiados, la magnitud máxima ( $E_g \approx 1.4$ ) se presentó en una estructura de 25 m de altura colocada 25 m después de la cumbre del escarpe.

### **B.3 Factor de topografía de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)**

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004) proponen magnitudes constantes sin tener una variación de los posibles efectos que se podrían presentar debido a la altura de la estructura y su posición respecto a algún montículo o escarpe. Igualmente, no considera el tamaño de los promontorios o escarpes (altura ni inclinación).

La rugosidad empleada en la comparación de estos análisis corresponde a una zona plana con pocas obstrucciones y usa un factor  $F_{TR} = 1.10$  (terreno tipo T4) cuando la estructura está antes del montículo, un factor  $F_{TR} = 1.20$  (terreno tipo T5) cuando la estructura está en la cumbre y un factor  $F_{TR} = 0.80$  (terreno tipo T1) cuando la estructura está después del montículo (tabla 3.3 NTCV-04 2004).

### **B.4 Factor de topografía del reglamento australiano (AS/NZS-11 2011) y mexicano (MOC-CFE-08 2008)**

Por otra parte, los factores que utiliza el reglamento australiano  $F_t$  (apartado 4.4.2 AS/NZS-11 2011) y el reglamento mexicano de la Comisión Federal de Electricidad  $F_t$  (apartado 4.2.4 MOC-CFE-08 2008) son iguales. El factor de topografía se determina con una ecuación empírica que depende la posición de la estructura respecto a la cumbre y de la inclinación del posible promontorio o escarpe a través del parámetro  $H/2L_u$ , donde  $L_u$  es la distancia horizontal medida desde la mitad de la cresta del promontorio o terraplén  $H/2$ .

Si  $H/2L_u$  es menor a 0.05; es decir, para los casos con pendientes muy ligeras, el factor de topografía es igual a  $F_T = 1.0$ . Cuando la pendiente está entre  $0.05 < H/2L_u < 0.45$ , el factor de topografía se determina con la ecuación B.3, y si la pendiente es  $H/2L_u > 0.45$ ; es decir, los casos de promontorios o escarpes con pendientes muy abruptas, entonces el factor  $H/3.5(z+L_1)$  de la ecuación B.3 se debe considerar igual a 1.7 como se muestra en la ecuación B.4. La ecuación B.4 sólo se utiliza si la estructura está ubicada en la cumbre del montículo hasta una separación de  $H/4$ , donde  $H$  es la altura del montículo; en caso que la estructura esté alejada de la cumbre se utiliza la ecuación B.3

$$F_T = 1 + \left[ \frac{H_T}{3.5(z_t + L_1)} \right] \left( 1 - \frac{|X_t|}{L_2} \right) \quad (\text{B.3})$$

$$F_T = 1 + 0.71 \left( 1 - \frac{|X_t|}{L_2} \right) \quad (\text{B.4})$$

En las ecuaciones anteriores,  $H_T$  es la altura del promontorio o escarpe,  $X_t$  es la posición de la estructura respecto a la cresta del montículo o escarpe,  $z_t$  es la altura de la estructura,  $L_1$  es la escala longitudinal para determinar la variación vertical de  $F_T$ , se toma el mayor entre  $0.36L_u$  y  $0.4H_t$ , en



metros,  $L_2$  es la escala longitudinal para determinar la variación horizontal de  $F_T$ , se toma igual a  $4L_1$  para promontorio o terraplén en barlovento e igual a  $10L_1$  para terraplenes en sotavento, en metros.

La determinación del factor de topografía según el reglamento australiano (AS-NZS-11 2011) y/o el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008) es altamente dependiente del multiplicador  $H/3.5(z+L_1)$  de la ecuación B.3, como se muestra en la figura B.4. En la figura, se presenta el comportamiento del multiplicador para distintas magnitudes de la inclinación ( $H/2L_u$ ) y una altura constante del promontorio igual a  $H= 50$  m (figura B.4).

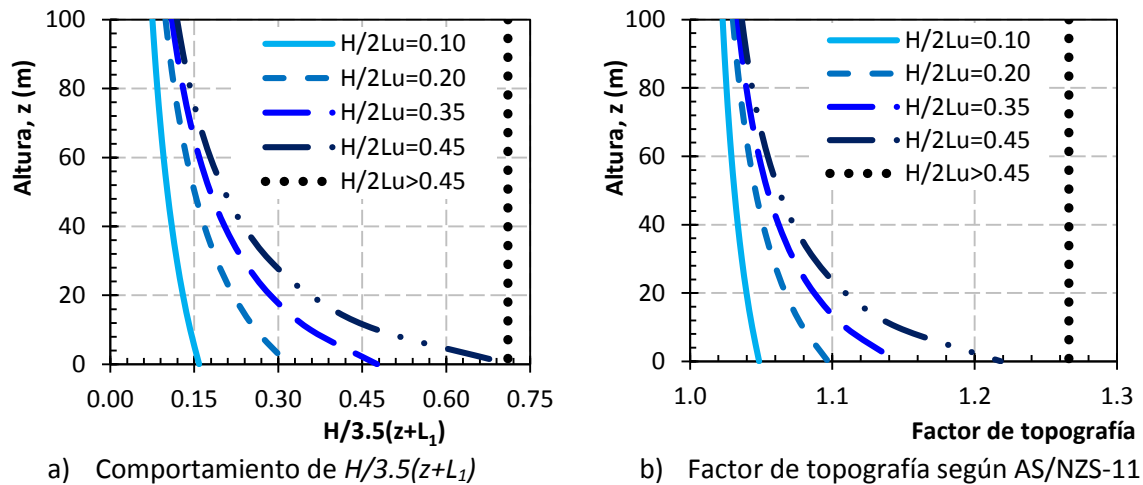


Figura B.4 Variación del factor de topografía en función de la inclinación  $H/2L_u$

En la figura B.4a se nota que la magnitud del multiplicador  $H/3.5(z+L_1)$  de la ecuación B.3, aumenta gradualmente con el incremento de la pendiente del promontorio desde un terreno prácticamente plano ( $H/2L_u= 0.1$ , aproximadamente una inclinación de 5.7 grados) hasta que la pendiente comienza a ser muy inclinada ( $H/2L_u= 0.45$ , aproximadamente una inclinación de 55.5 grados). Esto se debe a que cuando  $H/2L_u < 0.45$ , la magnitud de  $L_1$  (ecuación B.3) queda regida por  $L_1= 0.6L_u$ , lo que ocasiona que el multiplicador y, por consiguiente, el factor de topografía  $F_T$  varíen gradualmente (figura B.4b). Sin embargo, cuando la pendiente es mucho más abrupta ( $H/2L_u > 0.45$ ),  $L_1$  se define como  $L_1= 4H$  que es constante, y esto ocasiona que el multiplicador sea siempre igual a la curva de  $H/2L_u= 0.45$ . Por esta razón si  $H/2L_u > 0.45$ , deja de ser aplicable el criterio del multiplicador  $H/3.5(z+L_1)$  y se debe considerar la ecuación B.4.

Sin embargo, lo anterior ocasiona que para pendientes abruptas ( $H/2L_u > 0.45$ ), la variación del factor de topografía  $F_T$  no sea gradual sino que súbitamente aumente hasta una magnitud  $F_T= 1.266$  en el caso estudiado. Así que en esos casos, el factor  $F_T$  deja de ser dependiente de la altura de la estructura  $Z$  y también de la inclinación  $H/2L_u$  (figura B.4b).

## B.5 Reglamento de la India (IS875-87 2003)

El factor de topografía del reglamento de la India es altamente dependiente de la pendiente de la topografía  $\theta$  determinada con del arco tangente de la distancia horizontal de la base de la característica topográfica  $L$  respecto a la altura  $z$ , la relación de la altura de la estructura respecto a su distancia relativa efectiva  $z/L_e$  y por último la posición de la estructura respecto a la cima

respecto a su distancia relativa efectiva  $x/L_e$ . Hay que tener en cuenta los límites del factor de topografía al colocar la estructura respecto a la cima, esto se debe a que sobrepasando la relación de posición respecto a la distancia relativa, este factor se aproxima a 1.0.

La expresión para determinar el factor de topografía se define conforme a la ecuación B.5, donde la magnitud del factor  $C$  se define en la tabla B.1 y el parámetro  $s$  está relacionado con la proporción de la altura  $H$  y la longitud efectiva  $L_e$  definida en la misma tabla (apartado C-2.1 IS875-87 2003).

$$k_3 = 1 + sC \quad (B.5)$$

Tabla B.1 Magnitudes del parámetro  $C$  (apartado C-2.1 IS875-87 2003)

Pendiente	$C$	$L_e$
$3^\circ < \theta \leq 17^\circ$	1.2 ( $z/L$ )	$L$
$\theta > 17^\circ$	0.36	$Z/0.3$

## B.6 Factor de topografía reglamento de Estados Unidos (ASCE-05 2006)

El factor de topografía  $K_{zt}$  se determina a partir de la ecuación B.6. Conforme a este reglamento, en el caso de un terreno plano sin obstáculos le correspondería un factor de topografía  $K_{zt} = 1.0$ . Esa situación se identifica a partir de cinco condiciones entre la ubicación del escarpe, su altura, etc. (apartado 6.5.7.1 ASCE-05 2006)

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (B.6)$$

Donde:

- $K_1$  es un factor que considera cambios topográficos y el efecto de la velocidad máxima. El factor se determina a partir de la tabla B.2 en función de características del análisis y la categoría del terreno. Donde  $H$  es la altura del escarpe o colina y  $L_h$  equivale a longitud  $L_z$ .
- $K_2$  es el factor que considera la reducción de la velocidad en la cumbre en barlovento o sotavento. El factor se define mediante la ecuación B.7, donde  $\mu$  se define de la tabla B.2 y  $x$  es la distancia de la cumbre a la ubicación de la estructura.
- $K_3$  es el factor que considera la reducción de la velocidad del viento con la altura sobre el terreno local. El factor se define mediante la ecuación B.8, donde  $\gamma$  se define de la tabla B.2 y  $z$  es la altura donde se pretende determinar la presión del viento.

Tabla B.2 Parámetros de incremento de la velocidad en escarpes y promontorios

Característica topográfica	$K1/(H/L_h)$			$\gamma$	$\mu$	
	Categoría del terreno				Barlovento	Sotavento
	B	C	D			
Promontorios en 2 D	1.3	1.45	1.55	3	1.5	1.5
Escarpes en 2 D	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Promontorios asimétrico en 3 D	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

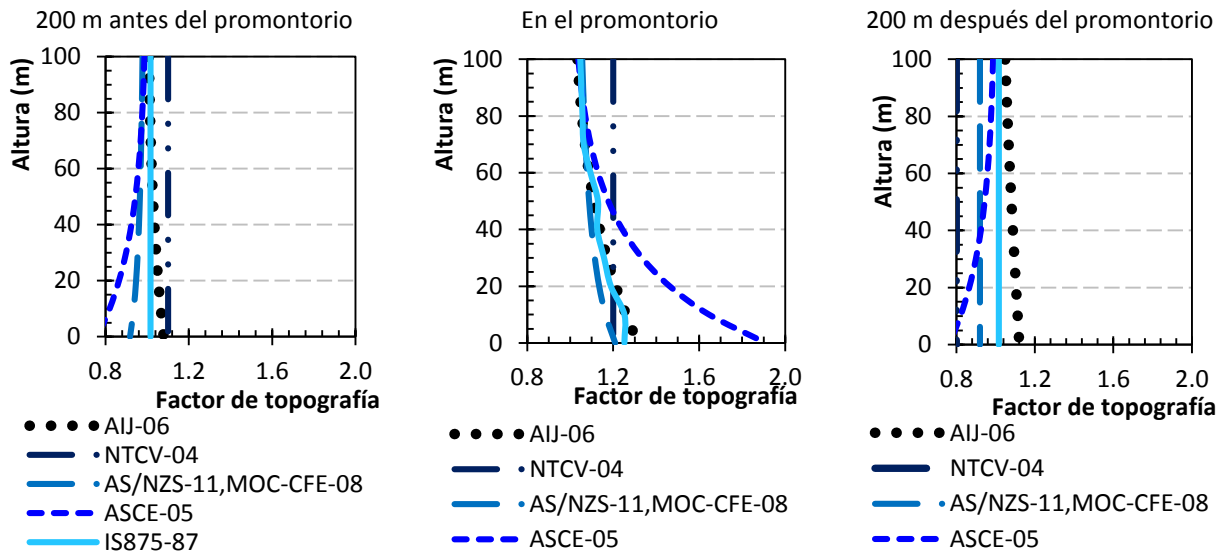
$$K_2 = 1 - \left( \frac{|x|}{\mu L_h} \right) \quad (B.6)$$

$$K_3 = e^{-\gamma z/L_h} \quad (B.7)$$

## B.7 Comparación gráfica

En las figura B.5 se ejemplifica el comportamiento de los criterios para determinar el factor de topografía  $F_T$  conforme a los reglamentos considerando la influencia de un promontorio. Los cálculos consideran tres escenarios con pendientes de laderas de  $\theta = 7.5^\circ$  (figura B.5a),  $30^\circ$  (figura B.4b) y  $60^\circ$  (figura B.5c) con una posición antes del promontorio, en la cumbre y después del promontorio.

A fin de que los factores de topografía fueran comparables, fue necesario considerar que las estructuras estarían ubicadas a una distancia de 200 m como se muestra en las figuras B.6a y B.6c, y permitir que la altura del promontorio fuera variable en función de la pendiente  $\theta$  de la colina.



a) Estructura localizada en la colina cuando  $\theta = 7.5^\circ$

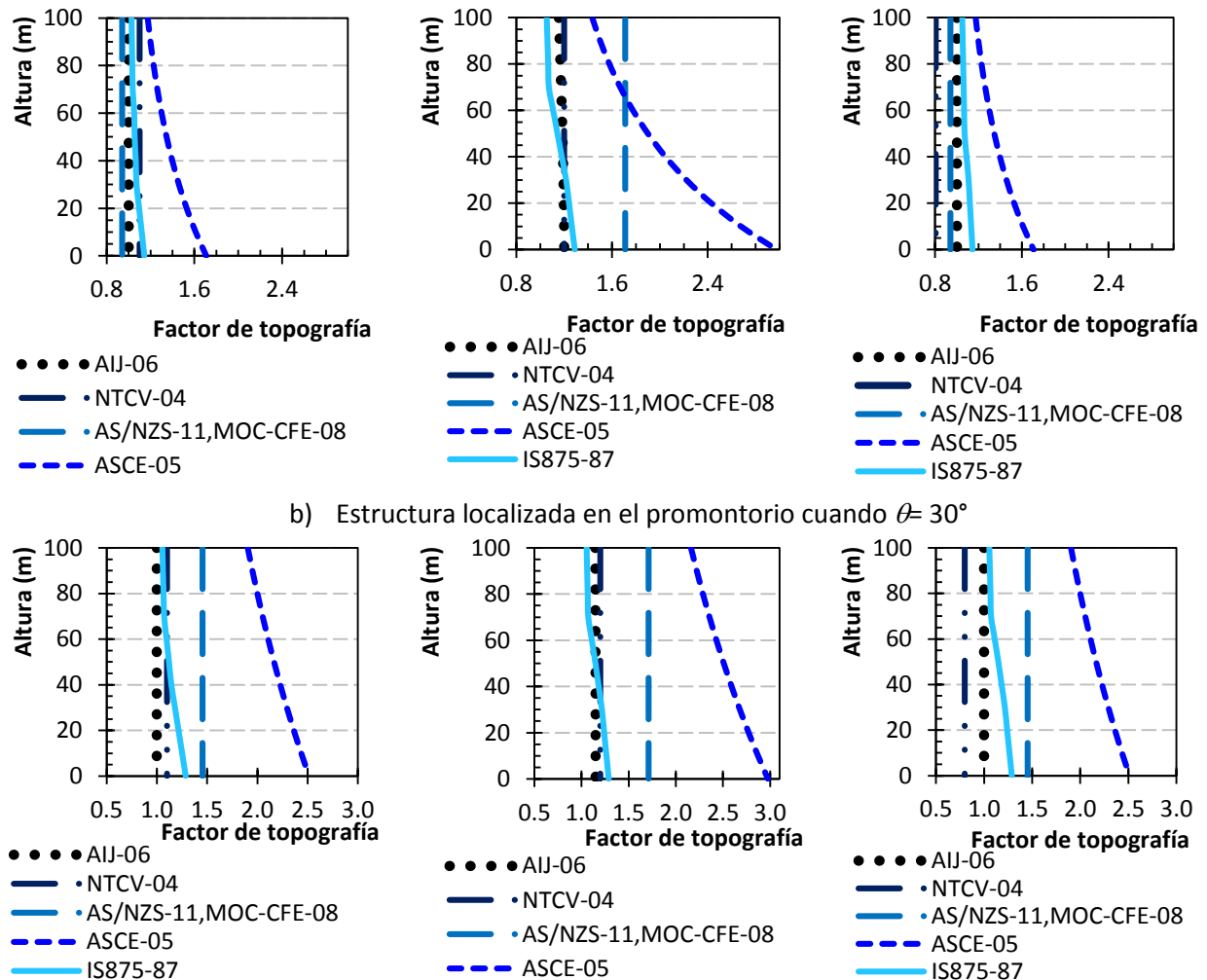


Figura B.5 Variación del factor de topografía para una estructura en un promontorio

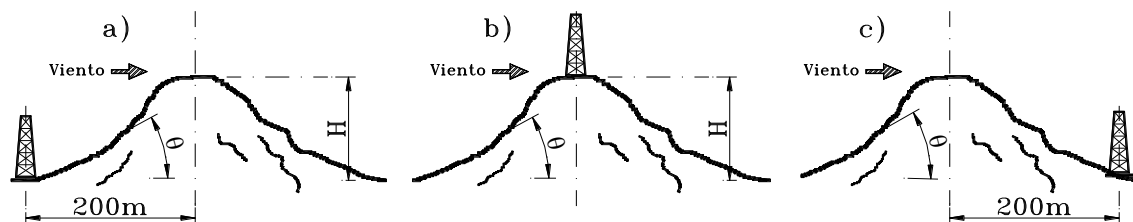


Figura B.6 Definición de variables para la obtención del factor de topografía

De la comparación mostrada en la figura B.5 se aprecia que las NTCV (2004) que usan un método de determinación a partir de tablas, empleando factores constantes que parecen ser el promedio cuando la estructura se encuentra antes del promontorio y en la cumbre. Sin embargo, el factor es poco conservador cuando la estructura se ubica después del montículo, ya que propone  $F_{T NTCV} = 0.80$ ; es decir, es el límite inferior.

El reglamento japonés (AIJ-06 2006) tiene un comportamiento que es muy aproximado al de las Normas Técnicas Complementarias (NTCV-04 2004), con excepción del caso donde la estructura se ubica después del promontorio cuando  $\theta = 15^\circ, 30^\circ$  y  $60^\circ$  (figura B.5). De hecho, es valioso hacer notar que el reglamento japonés (AIJ-06 2006) es el único criterio que sugiere una variación del factor que no depende de la altura (figura B.5c) para pendientes abruptas ( $\theta = 30^\circ$  y  $\theta = 60^\circ$ ) para estructuras de 50 a 60 m de altura.

Por otra parte, el criterio del reglamento australiano (AS/NZS-11 2011) y el Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008) desprecia la acción de la topografía con pendientes ligeras de la ladera del promontorio ( $\theta = 7.5^\circ$ ), si la estructura se ubica 200 metros antes, pero no si se ubica en la cumbre del promontorio. En contraste, cuando hay pendientes abruptas ( $\theta = 60^\circ$ ) en el caso en el que la estructura se ubica en la cumbrera del promontorio (figura B.6b) este criterio es significativamente mayor que sus análogos a excepción del reglamento estadounidense (ASCE-05 2006).

Entonces, el criterio reglamento japonés (AIJ-06 2006) parece mostrar una tendencia adecuada del factor de topografía en función de la altura del promontorio y de la posición de la estructura. El reglamento japonés (AIJ-06 2006) se estableció a partir de estudios en el túnel del viento, pero representa el caso en el que su determinación es significativamente más complicada, puesto que el factor de topografía depende de varios parámetros. Por otra parte, el criterio del reglamento australiano (AS/NZS-11 2011) propone una metodología a partir de una sola ecuación que permite que el cálculo del factor sea simple; sin embargo, siguiendo este criterio el factor siempre resulta muy conservador y en las comparaciones casi siempre representa el límite superior. Finalmente, las Normas Técnicas Complementarias (NTCV-04 2004), que establecen el factor a partir de tablas que no incluyen variables que parecerían importantes como la forma del promontorio (altura ni pendiente de la ladera) o la posición de la estructura respecto a la cumbrera, pero parece representar el promedio de los criterios comparados, con excepción del caso cuando la estructura está después del montículo.



## **Apéndice C: Ecuaciones Reglamentarias del Factor Ráfaga de Respuesta**

## Apéndice C: Ecuaciones Reglamentarias del Factor Ráfaga de Respuesta

Como complemento de esta investigación, en este Apéndice se describen las distintas ecuaciones reglamentarias internacionales para determinar el factor ráfaga de respuesta que incrementara las fuerzas de diseño en estructuras susceptibles al viento.

El factor ráfaga de respuesta es la relación de la respuesta máxima esperada (ej. deflexión o esfuerzos) de la estructura en un intervalo de tiempo para la media o tiempo promedio de respuesta en el mismo intervalo, no hay que confundir este parámetro con el factor de ráfaga. El factor de ráfaga es la relación de la velocidad ráfaga del viento máxima con la velocidad promedio del viento y se determina debido a las variaciones de la velocidad del viento en un intervalo de tiempo mediante una envolvente que determina la magnitud máxima (Holmes 2007).

El factor ráfaga de respuesta sirve para determinar una fuerza, que si se aplica sobre la estructura, la estructura alcanzará la respuesta máxima esperada (Peyrot A. 2009).

### C.1 Factor ráfaga Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)

En el siguiente apartado se describen las ecuaciones que utilizan las NTCV (NCTV-04 2004) para determinar el factor ráfaga de respuesta, este factor incrementa las fuerzas de diseño por viento en el Distrito Federal.

$$G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{C_e} \left( B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1.0 \quad (C1.1)$$

Donde las ecuaciones de las variables de la ecuación son:

$$g = \left( \sqrt{2 \ln(3600 v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \ln(3600 v)}} \right) \frac{1}{2.3} \geq 1.48 \quad (C1.2)$$

$$v = n_o \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}} \quad (C1.3)$$

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left( \frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right) \left( \frac{1}{1 + \frac{x}{122}} \right) \left( \frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx \quad (C1.4)$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left( \frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right) \left( \frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_H}} \right) \quad (C1.5)$$

$$F = \frac{x_o^2}{(1+x_o^2)^{4/3}} \quad (C1.6)$$

$$C_e = (z/a)^n \quad (C1.7)$$

Donde:

$G$  es el factor ráfaga de respuesta;  $g$  es el factor de respuesta máxima;  $R$  es el factor de rugosidad;  $B$  es el factor de excitación de fondo;  $S$  es el factor reductivo por tamaño;  $n_o$  es la frecuencia del modo fundamental de la estructura en Hz;  $H$  es la altura de la estructura en metros;  $\ln$  es el logaritmo natural,  $F$  es la relación de la energía en ráfaga,  $v$  es la tasa media de fluctuación y  $C_e$  es el factor correctivo por exposición.

## C.2 Factor ráfaga AIJ-06

En el siguiente aparatado se describen las ecuaciones que utilizan el reglamento japonés AIJ-06 (2006) para determinar el factor ráfaga de respuesta, este factor incrementa las fuerzas de diseño por viento en distintas zonas de Japón.

$$G_D = 1 + g_D \frac{C'_g}{C_g} \sqrt{1 + \phi_D^2 R_D} \quad (C2.1)$$

Donde las ecuaciones de las variables de la ecuación son:

$$g_D = \sqrt{2 \ln(300 v_D) + 1.2} \quad (C2.2)$$

$$C'_g = \frac{2l_H}{\alpha+3} \sqrt{B_D} \quad (C2.3)$$

$$C_g = \frac{1}{2\alpha+3} - \frac{\lambda_B}{2\alpha+4} \quad (C2.4)$$

$$R_D = \frac{\pi}{4\zeta_D} \frac{S_D F}{B_D} \quad (C2.5)$$

$$v_D = f_D \sqrt{\frac{R_D}{1+R_D}} \quad (C2.6)$$

$$B_D = \left(1 - \frac{3}{4} \lambda_B\right)^2 \frac{1}{1 + \frac{2\sqrt{HB}}{L_H}} \quad (C2.7)$$

$$\lambda_B = 1 - \frac{B_H}{B_o} \quad (C2.8)$$

$$S_D = \left(1 - \frac{3}{4} l_B\right)^2 \frac{1}{\left(1 + 3.5 \frac{f_D B}{U_H}\right) \left(1 + 2 \frac{f_D H}{U_H}\right)} \quad (C2.9)$$

$$F = \frac{4 \frac{f_D L_H}{U_H}}{\left\{1 + 71 \left(\frac{f_D L_H}{U_H}\right)^2\right\}^{5/6}} \quad (C2.10)$$



$$B = \frac{B_H + B_o}{2} \quad (C2.11)$$

Donde:

$G_D$  es el factor de ráfaga,  $g_D$  magnitud máxima en dirección del viento,  $\phi_d$  es el factor de corrección modal calculado con la ecuación A6.32 del AIJ-06;  $I_H$  es el factor de intensidad de turbulencia;  $L_H$  es la escala de turbulencia,  $\alpha$  es el factor exponencial definido en el apartado A6.1.5 del AIJ-06;  $f_D$  es la frecuencia de vibrar del primer modo de la torre de transmisión de celosía en dirección del viento,  $\zeta_D$  es el amortiguamiento crítico,  $H$  es la altura,  $B_o$  es el ancho en la base,  $B_H$  es el ancho en la altura  $H$ ,  $U_H$  es la velocidad de diseño del viento,  $R_D$  Factor de resonancia,  $C'_g$  rms del coeficiente de volteo,  $C_g$  coeficiente de volteo,  $v_d$  es la tasa media de fluctuación,  $S_D$  es el factor de medida,  $F$  es el factor de espectro de fuerzas y  $B$  ancho promedio.

### C.3 Factor ráfaga reglamento australiano y de la India (AS/NSZ-11 2011, IS875-85 2003)

En el siguiente apartado se describen las ecuaciones que utiliza el reglamento australiano (AS/NSZ-11 2011) y el reglamento de la India (IS875-85 2003) para determinar el factor ráfaga de respuesta, este factor que incrementa las fuerzas de diseño por viento se utiliza en Australia e India.

$$C_{dyn} = \frac{1 + 2I_h \left[ g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R^2 S E_t}{\tau} \right]^{0.5}}{(1 + 2g_v I_h)} \quad (C3.1)$$

$$B_s = \frac{1}{1 + \frac{[36(h-s)^2 + 64b_{sh}^2]^{0.5}}{L_h}} \quad (C3.2)$$

$$H_s = 1 + (s/h)^2 \quad (C3.3)$$

$$g_R = \sqrt{[2 \log_e(600n_c)]} \quad (C3.4)$$

$$S = \frac{1}{\left[ 1 + \frac{3.5n_a h(1+g_v I_h)}{V_{des,\theta}} \right] \left[ 1 + \frac{4n_a b_o h(1+g_v I_h)}{V_{des,\theta}} \right]} \quad (C3.5)$$

$$E_t = (\pi/4) \frac{\pi N}{(1 + 70.8N^2)^{5/6}} \quad (C3.6)$$

$$N = n_a L_h [1 + (g_v I_h)] / V_{des,\theta} \quad (C3.7)$$

Donde:

$s$  es la altura del nivel donde se determinan los efectos del viento,  $h$  es la altura promedio medida desde el suelo,  $I_h$  es el factor de intensidad de turbulencia,  $g_v$  es el factor de fluctuación del viento igual a 3.7,  $B_s$  es el factor de excitación de fondo,  $H_s$  es el factor de resonancia en la altura,  $g_R$  es el factor de respuesta máxima,  $S$  es el factor de reducción de la respuesta,  $E_t$  es el parámetro de turbulencia,  $N$  es la frecuencia reducida,  $n_a$  es la frecuencia del primer modo en dirección del viento,  $V_{des,\theta}$  es la velocidad de diseño del viento,  $\zeta$  es el amortiguamiento crítico.

#### C.4 Factor ráfaga Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008)

En el siguiente apartado se describen las ecuaciones que utilizan el MOC-CFE-08 (2008) para determinar el factor ráfaga de respuesta, este factor incrementa las fuerzas de diseño por viento en todo México.

$$F_{AD} = \frac{1+2I_v(Z_s)k_p\sqrt{B^2+R^2}}{1+7I_v(Z_s)} \left[ \frac{C_{RG}}{C_G} \right] F_M \quad (C4.1)$$

$$B^2 = \frac{1}{1+2\frac{\sqrt{hb}}{L(z_s)}} \quad (C4.2)$$

$$R^2 = \frac{\pi}{4\zeta_{est,x}} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (C4.3)$$

$$k_p = \sqrt{2\ln(600v)} + \frac{0.60}{\sqrt{2\ln(600v)}} \geq 3.0 \quad (C4.4)$$

$$C_{RG} = \left[ \frac{1-\frac{3}{4}\lambda_b}{\alpha'+3} \right] \quad (C4.5)$$

$$C_{RG} = \left[ \frac{1}{2\alpha'+3} - \frac{\lambda_b}{2\alpha'+4} \right] \quad (C4.6)$$

$$F_M = \frac{m_{total}}{5m_r} \left[ \left( 0.5 \frac{b_h}{b_o} \right) (\lambda_m - 2) + 1.4 \right] (1 - 0.4 \ln \lambda_m) \quad (C4.7)$$

$$m_r = \int_0^h m(z) [\Phi_{1,x}(z)]^2 dz \quad (C4.8)$$

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4 \left( \frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)} \right)}{\left[ 1+71 \left( \frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)} \right)^2 \right]^{5/6}} \quad (C4.9)$$

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{1+\eta_h} \quad (C4.10)$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{1+\eta_b} \quad (C4.11)$$

$$\eta_h = \frac{2n_{1,x}h}{V'_D(z_s)} \quad (C4.12)$$

$$\eta_b = \frac{3.5 n_{1,x}b}{V'_D(z_s)} \quad (C4.13)$$

Donde:

$B^2$  es el factor de respuesta de fondo;  $I_V(z_s)$  es el índice de turbulencia a la altura de referencia;  $R^2$  es el factor de respuesta en resonancia;  $k_p$  es el factor pico;  $C_{RG}$  y  $C_G$  son las constantes correctivas de la forma modal;  $F_M$  es el factor de corrección de la masa;  $z_s$  es la altura de referencia;  $b$  es el ancho promedio;  $h$  es la altura de la estructura;  $L(z_s)$  es la escala de turbulencia calculada con la ecuación 4.4.8 del MOC-CFE-08;  $\zeta_{est,x}$  es la relación de amortiguamiento estructural;  $S_L(z_s, n_{1,x})$  es la densidad de potencia del viento;  $R_h(\eta_h)$  y  $R_b(\eta_b)$  son las funciones de admitancia aerodinámica.

## C.5 Factor ráfaga reglamento estadounidense (ASCE-05 2006)

En el siguiente apartado se describen las ecuaciones que utilizan el reglamento estadounidense (ASCE-05 2006) para determinar el factor ráfaga de respuesta, este factor incrementa las fuerzas de diseño por viento en Estados Unidos.

$$G = 0.925 \left( \frac{1+1.7g_Q I_z Q}{1+1.7g_v I_z} \right) \quad (C5.1)$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63 \left( \frac{B+h}{L_z} \right)^{0.63}}} \quad (C5.2)$$

$$I_z = c \left( \frac{10}{z} \right)^{1/6} \quad (C5.3)$$

$$L_z = l \left( \frac{z}{10} \right)^\epsilon \quad (C5.4)$$

$$g_Q = 3.7$$

$$g_v = 3.7$$

$$g_R = \sqrt{2\ln(3,600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\ln(3,600n_1)}} \quad (C5.5)$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (C5.6)$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{5/3}} \quad (C5.7)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{V_z} \quad (C5.8)$$

$$R_l = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \text{ si } \eta > 0 \quad (C5.9)$$

$$R_l = 0 \text{ si } \eta = 0$$

Los subíndices se deben de cambiar respectivamente para  $h$ ,  $B$  y  $L$ .

$$R_l = R_h \text{ con } \eta = 4.6 n_1 h / V_z \quad (C5.10)$$

$$R_l = R_B \text{ con } \eta = 4.6 n_1 B / V_z \quad (C5.11)$$

$$R_l = R_h \text{ con } \eta = 15.4 n_1 L / V_z \quad (C5.12)$$

$$V_z = b \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha V \quad (C5.13)$$

Donde:

$G_f$  es el factor ráfaga,  $Q$  es el factor de excitación de fondo,  $L_z$  es el factor de turbulencia,  $I_z$  es la intensidad de turbulencia,  $R$  es el factor de resonancia,  $n_1$  es la frecuencia de la estructura,  $\beta$  es el amortiguamiento crítico de la estructura,  $V_z$  es la velocidad media del viento,  $B$  es el ancho promedio y  $h$  es la altura media de la estructura,  $b$  y  $\alpha$  están definidos en la tabla 6.2



## **Apéndice D: Criterios de Efectos Dinámicos NCTV-04**

## Apéndice D: Criterios de Efectos Dinámicos NTCV-04

### D.1 Parámetros de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)

Se realiza un estudio del factor ráfaga de respuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004) para mostrar el comportamiento de las variables. No se realizó una comparación de los reglamentos, puesto que no es sencillo establecer una equivalencia entre las filosofías de determinación que presentan los reglamentos comparados.

En la figura D.1 se ejemplifica en un cuadro sinóptico la secuencia que debe seguirse en la determinación de la presión debida al viento que proponen las NTCV (NTVC-04 2004) para ilustrar la importancia de las variables que se discutirán a continuación.

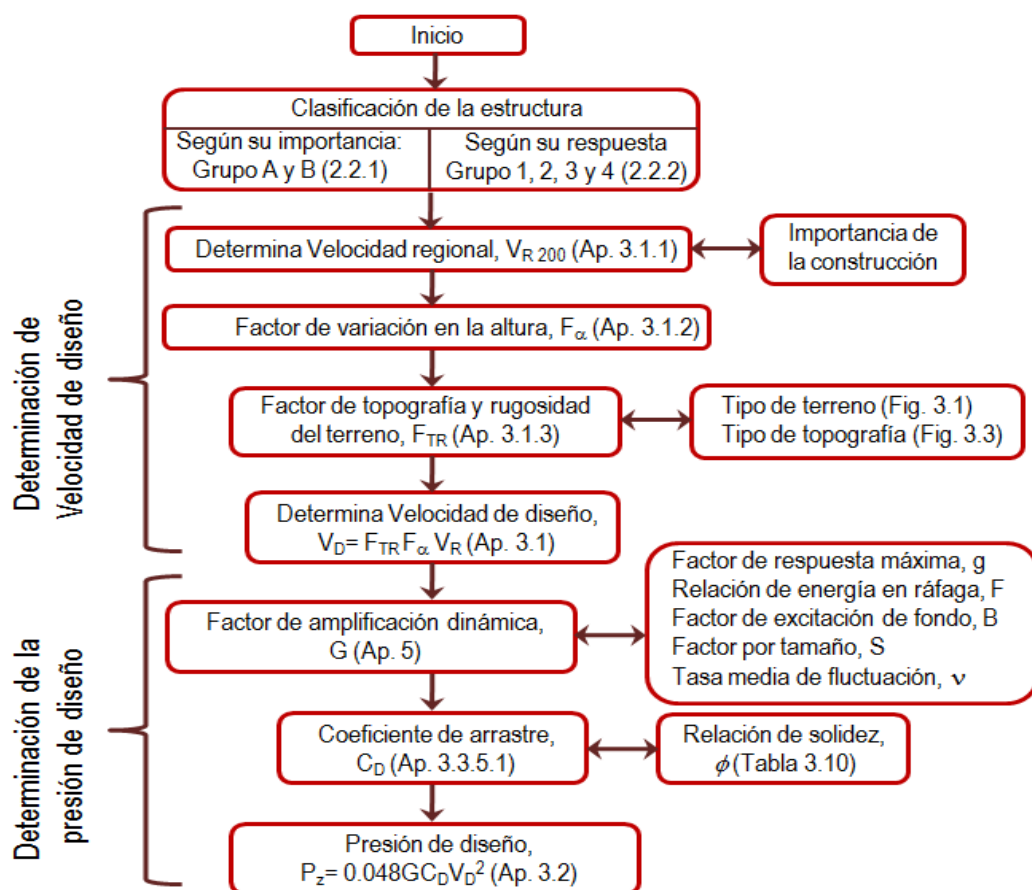


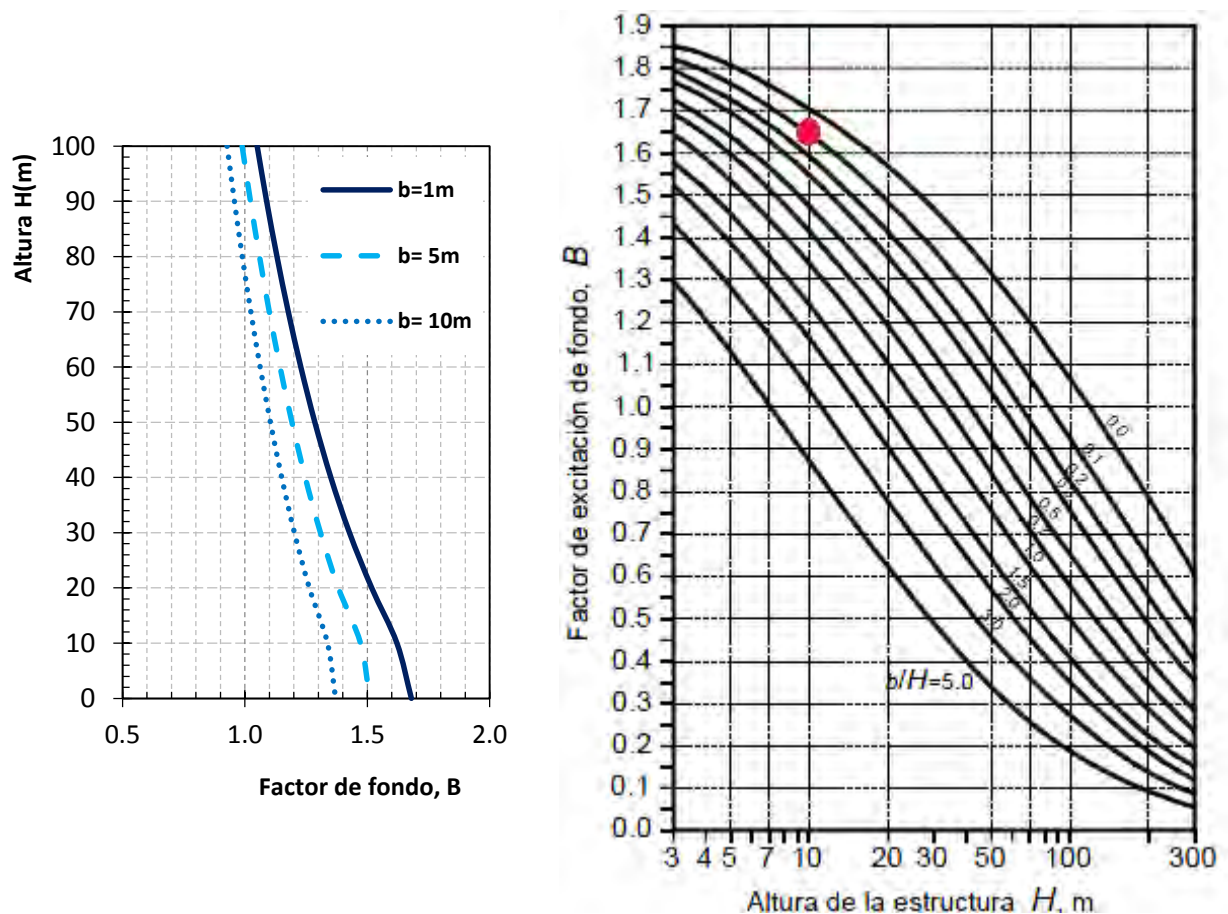
Figura D.1 Diagrama de flujo del procedimiento para obtener la presión de diseño según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)

### D.1.1 Excitación de fondo B

El cálculo del parámetro de excitación de fondo  $B$  que se define mediante la ecuación D.1 en función a la altura  $H$  de la estructura y el ancho promedio de la sección transversal  $b$ . En el caso de una torre de transmisión de celosía la altura y el mínimo del ancho del área expuesta varían con la altura y se tendría que determinar distintos parámetros de excitación de fondo para la altura correspondiente.

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left( \frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right) \left( \frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right) \left( \frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx \quad (D.1)$$

En la figura D.2a, se muestra el comportamiento de esta ecuación para diferentes anchos promedios de sección transversal  $b$  en función de la altura de la estructura  $H$ .



a) Comportamiento del factor  $B$  para diferentes anchos promedios de sección transversal

b) Excitación de fondo (adaptada de NTCV-04 2004)

Figura D.2 Factor de excitación de fondo  $B$  según NTCV (NTCV-04 2004)

Para comprobar que el factor de excitación de fondo  $B$  obtenido en los cálculos de la gráfica D.2a se comparó los resultados contra una gráfica que está incluida en el Reglamento (figura D.2b). Por ejemplo, si se considera el ancho promedio de la sección transversal  $b=1.0$  m para una altura de 10

m, el factor de excitación de fondo es igual  $B = 1.62$  aproximadamente; ahora, si utilizamos la gráfica D.2b de las NTCV (NTCV-04 2004) con una altura  $H=10$  m y una relación del ancho mínimo respecto a la altura igual  $b/H=0.1$  se obtiene una magnitud de  $B = 1.65$ . Esto indica que las magnitudes gráficas D.2a están correctamente determinadas y pueden ser utilizadas en el cálculo del factor ráfaga de respuesta.

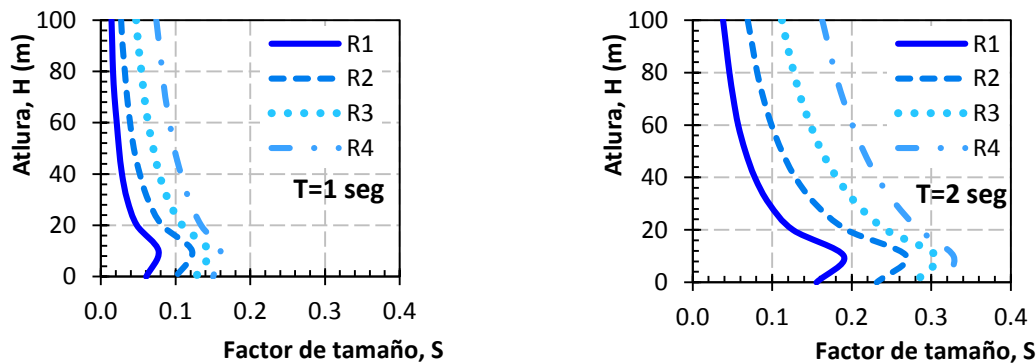
En la gráfica D.2a se observa que para estructuras esbeltas ( $b = 1$  m) el coeficiente de excitación de fondo  $B$  es menor en un 10 por ciento que lo que se obtiene para las estructuras robustas. La tendencia del factor tiene una reducción gradual respecto a la altura de la estructura  $H$ .

### D.1.2 Factor reductivo de tamaño $S$

El factor reductivo de tamaño es función de los tipos de terreno que se clasifican en rugosidad tipo I para estructuras desplantadas en terreno plano, tipo II para estructuras desplantadas en terreno plano con pocas obstrucciones, tipo III para estructuras desplantadas en zonas suburbanas y tipo IV para estructuras desplantadas en zonas urbanas.

$$S = \frac{\pi}{3} \left( \frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right) \left( \frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_H}} \right) \quad (D.3)$$

En la figura D.3 se presenta el comportamiento de la ecuación D.3 según las NTCV (NTCV-04 2004). En las curvas se muestra el comportamiento del factor en función del tipo de terreno para estructuras de hasta 100 m con un periodo fundamental igual a  $T=1$  seg y  $T=2$  seg. De la figura D.3 se observa que la rugosidad del terreno tiene una mayor influencia en el factor reductivo para estructuras esbeltas; es decir, que tienen un periodo fundamental de la estructura alto. Para un terreno de categoría IV (zonas urbanas), el factor de tamaño obtiene magnitudes más grandes en comparación con las otras categorías del terreno.



a) Factor reductivo para  $T=1.0$  seg.

b) Factor reductivo para  $T=2.0$  seg.

Figura D.3 Factor reductivo de tamaño  $S$

El periodo de la estructura influye en el cálculo del factor, ya que si se tiene una estructura con un periodo pequeño; es decir, para una estructura rígida (figura D.3a), las magnitudes del factor son significativamente menores a las que se obtienen una estructura con un periodo mayor (figura D.3b). Esto indica que si la estructura es menos rígida el factor reductivo de tamaño se incrementa.



### D.1.3 Relación de energía en ráfaga F

La relación de energía en ráfaga se obtiene mediante la ecuación D.4 según las NTCV (NTCV-04 2004). El comportamiento de la ecuación se muestra en la figura D.4 en función de la altura de las estructuras  $H$  y del periodo fundamental desde  $T= 1$  seg hasta  $T=3$  seg.

$$F = \frac{x_0^2}{(1+x_0^2)^{4/3}} \quad (D.4)$$

La relación de energía en ráfaga depende mucho del periodo fundamental de la estructura es fundamental. Si la estructura tiene un periodo de  $T= 1$  seg a partir de la figura D.4, se observa que su magnitud es casi constante desde 10 a 100 m. El factor de la relación de energía se incrementa con el aumento del periodo fundamental de la estructura y tiene una ligera variación en función de la altura  $H$  cuando el periodo es  $T= 2$  seg y  $T= 3$  seg.

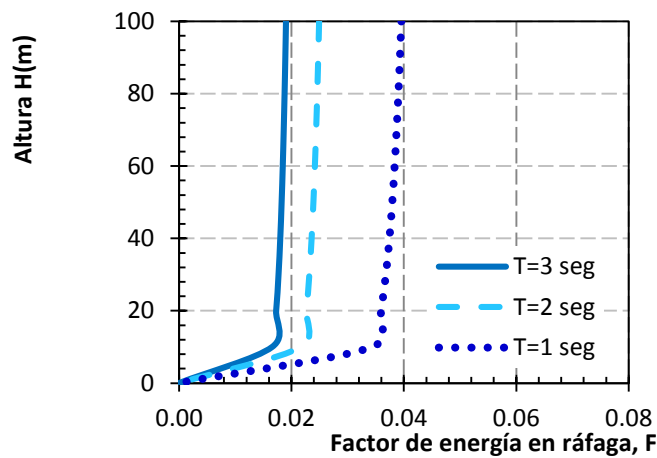


Figura D.4 Relación de energía en ráfaga  $F$  según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)

### D.1.4 Tasa media de fluctuación $v$ y factor de respuesta máxima $g$

Conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004), la tasa media de fluctuación  $v$  se determina con la ecuación D.5. Mientras que el factor de respuesta máxima  $g$  se determina con la ecuación D.6. El comportamiento de las ecuaciones se muestra en las figuras D.5 y D.6, respectivamente, en función de la altura de la estructura  $H$  y distintos periodos fundamentales  $T$ .

$$v = n_o \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}} \quad (D.5)$$

$$g = \left( \sqrt{2 \ln(3600v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \ln(3600v)}} \right) \frac{1}{2.3} \geq 1.48 \quad (D.6)$$

La magnitud del factor relacionado con la tasa media de fluctuación  $n$  y el factor de respuesta máxima  $g$  tienen la misma tendencia: disminuyen conforme el periodo fundamental de la estructura se incrementa (figuras D.5 y D.6).

En todos los casos, la magnitud de las variables tiende a una magnitud constante en función de la altura de la estructura.

Finalmente, el factor ráfaga de respuesta  $G$  se determina mediante todas las variables anteriores, a través de la ecuación 3.13. Note que se espera que el factor amplifique la magnitud de la presión en todos los casos, debido a que siempre debe ser mayor a 1.

Para ejemplificar el comportamiento de la ecuación 3.13, en la tabla D.1 se muestra su magnitud para diferentes estructuras desplantadas en una rugosidad del terreno tipo II (campo con pocas obstrucciones), con un periodo fundamental  $T= 1$  seg, con una altura  $H$  de hasta 100 m. En los cálculos se estableció que el ancho de la estructura sería igual a  $b= 0.10H$ . Se puede observar que aplicando las ecuaciones de las NTCV (NTCV-04 2004), en el factor ráfaga de respuesta establece incrementos a la magnitud de las fuerzas sólo en estructuras de baja altura.

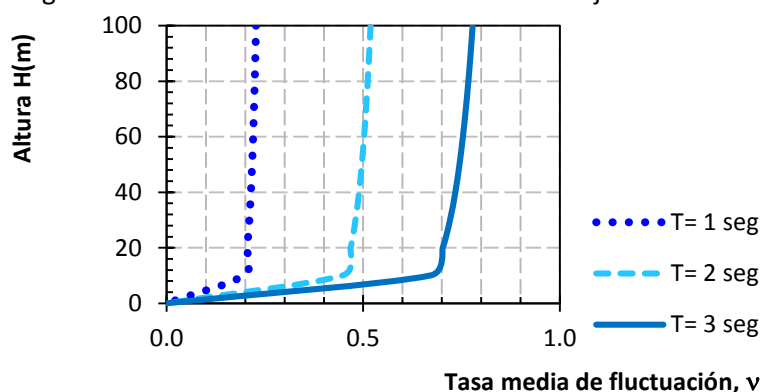


Figura D.5 Tasa media de fluctuación según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)

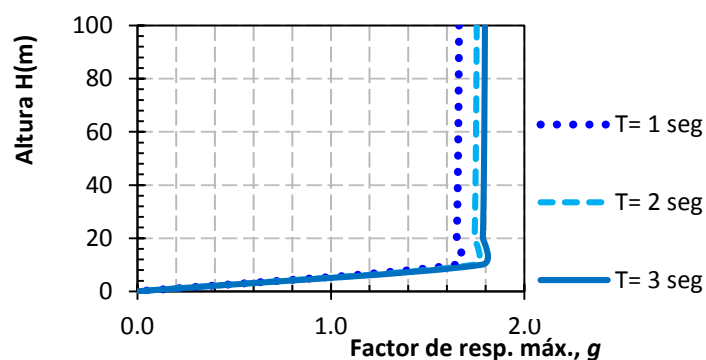


Figura D.6 Comportamiento del factor de respuesta máximo según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCV-04 2004)

Tabla D.1 Factor ráfaga de respuesta  $G$  obtenido con Normas Técnicas Complementarias para  
Diseño por Viento (NTCV-04 2004)

$H$	$S$	$F$	$C_e$	$g$	$G$
100	0.0075	0.05380	1.9055	1.68580312	1.00
90	0.0088	0.05327	1.8501	1.69140861	1.00
80	0.0106	0.05269	1.7901	1.69202395	1.00
70	0.0129	0.05203	1.7244	1.6994893	1.00
60	0.0163	0.05129	1.6515	1.70796424	1.00
50	0.0213	0.05043	1.5693	1.71764886	1.00
40	0.0293	0.04939	1.4743	1.7289998	1.00
30	0.0435	0.04808	1.3602	1.7425242	1.01
20	0.0735	0.04630	1.2142	1.75907185	1.11
10	0.1607	0.04340	1.0000	1.78025368	1.31



## **Apéndice E: Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos**

## Apéndice E: Resistencia a Compresión de los Elementos Críticos

### E.1 Carga de plastificación

En este apéndice se presentan las ecuaciones de las cargas resistentes de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM-04 2004) se utilizan para revisar la resistencia de los elementos a compresión y tensión. En los elementos a compresión se determina el pandeo local, el pandeo lateral y el pandeo torsional; mientras que en los elementos a tensión se revisa la resistencia de diseño última de flujo plástico y la resistencia de diseño última de fractura.

#### E.1.1 Relaciones ancho grueso y pandeo local

En las secciones de los elementos estructurales de la torre 43T10 y 53T10 se determina las magnitudes ancho/grueso para compararlas con las magnitudes máximas de la tabla 2.1 de las NTCM (NTCM-04 2004) y clasificar a las secciones de la siguiente manera:

- Secciones tipo 1 son secciones para diseño plástico y para diseño sísmico podrían desarrollar ductilidades relacionadas con los factores Q de 3 o 4
- Secciones tipo 2 son secciones compactas para diseño sísmico podrían desarrollar ductilidades relacionadas con los factores Q no mayores de 2.
- Secciones tipo 3 son secciones no compactas.
- Secciones tipo 4 son secciones esbeltas.

#### E.1.2 Pandeo lateral

El pandeo lateral de las distintas secciones se revisó conforme al apartado 3.2.2.1 inciso b de las NTCM (NTCM-04 2004), la resistencia de diseño se calcula con la ecuación E.1 con  $n = 1.4$  y  $F_R = 0.9$ .

$$R_C = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \quad (E.1)$$

Donde el parámetro  $\lambda$  es el parámetro de esbeltez que se calcula con la ecuación E.2.

$$\lambda = \frac{K L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (E.2)$$

#### E.1.3 Pandeo por torsión o flexotorsión.

El pandeo por torsión o flexotorsión se deberá revisar para columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría o secciones con dos ejes de simetría pero baja rigidez torsional, en nuestro caso de estudio se revisaron los ángulos y la sección cruz formada por la unión de dos ángulos.

La resistencia a compresión se determina con la ecuación E.1 pero sustituyendo el parámetro de esbeltez  $\lambda$  por el parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión  $\lambda_e$  que se calcula con la ecuación E.3

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (E.3)$$

Donde  $F_e$  es el esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión y se obtiene de alguna de las magnitudes del inciso a al c de la sección 3.2.2.2 de las NTCM (NTCM-04 2004) y  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero.

#### **E.1.4 Estado límite de flexión, torsión o flexotorsión y pandeo local combinados**

Cuando la sección es esbelta se determinan las propiedades geométricas conforme a la sección 2.3.6 de las NTCM (NTCM-04 2004), utilizando el ancho efectivo de la sección  $b_e$  que se determina con las ecuaciones E.4 a E.7.

$$b_e = b \quad \text{si} \quad \lambda \leq 0.673 \quad (E.4)$$

$$b_e = \rho b \quad \text{si} \quad \lambda > 0.673 \quad (E.5)$$

a) Elementos atiesados

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda \quad (E.6)$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (E.7)$$

Donde  $b$  es el ancho total del elemento plano,  $t$  es el grueso del elemento plano y  $k$  es el coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma en cada borde longitudinal. Para placas que formen parte de miembros en compresión el esfuerzo a compresión de un elemento plano  $f$  es igual a  $F_n$ , que es el esfuerzo crítico de pandeo nominal del miembro completo determinado con la ecuación 3.14 de las NTCM (NTCM-04 2004).

b) Elementos planos no atiesados

Los anchos efectivos  $b_e$ , se determinan con las ecuaciones E.4 a E.7 pero haciendo  $k = 0.43$ . La resistencia de diseño se calcula con la ecuación E.8, pero con  $n = 1.4$  y  $F_R = 0.85$ , sustituyendo  $\lambda$  por  $\lambda_e$  (ecuación E.3) y el área total por el área efectiva; para calcular el área efectiva es necesario determinar el ancho efectivo  $b_e$ .

$$R_C = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_e F_R \quad (E.8)$$

El esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión  $F_e$  se determina con alguno de las magnitudes de los incisos a al d del apartado 3.2.2.3 de las NTCM (NTCM-04 2004).

### E.1.5 Estado límite de los miembros a tensión

La resistencia de diseño a tensión se determinó de la magnitud menor calculada del estado límite de flujo plástico calculada con la ecuación E.9 y el estado límite de fractura de la sección neta calculada con la ecuación E.10.

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (E.9)$$

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (E.10)$$

Donde  $A_t$  es el área total de la sección transversal,  $A_e$  es el área efectiva determinada con la sección 2.1.3 de las NTCM (NTCM-04 2004),  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero,  $F_u$  es el esfuerzo de resistencia última del acero y  $F_R$  es el factor de resistencia con magnitud adimensional de 0.90.

### E.2 Resistencia a compresión de los elementos críticos

En el siguiente apéndice se determina la carga a compresión de los elementos críticos del apartado 4.5.3 y 4.6.3 utilizando las ecuaciones E.1 a E.8, como se mencionó anteriormente las ecuaciones provienen de las NTCM (NTCM-04 2004).

Calculo de la resistencia de diseño a compresión para la combinación de carga 3 (apartado 4.3) de la sección 2L4" x 1/2" de la figura 4.11a de la torre T43T10 y de la figura 4.15a de la torre 53T10.

Propiedades mecánicas del material.

Esfuerzo de fluencia	$F_y = 3,515$	$\frac{kg}{cm^2}$
Módulo de Young	$E = 2,040,000$	$\frac{kg}{cm^2}$
Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante	$G = 784,000$	$\frac{kg}{cm^2}$

Longitud libre para pandeo por flexión.

$$L_x = 166 \text{ cm} \quad L_y = 166 \text{ cm} \quad L_z = 166 \text{ cm}$$

Factores de longitud efectiva para pandeo por flexión.

$$K_x = 0.95 \quad K_y = 0.95 \quad K_z = 0.95$$

Propiedades de la sección 2L4" x 1/2".

Momento de inercia alrededor del eje x	$I_x = 900.14$	$cm^4$
Momento de inercia alrededor del eje y	$I_y = 900.14$	$cm^4$
Área de la sección	$A = 48.38$	$cm^2$
Ancho	$b = 10.16$	$cm$
Peralte	$d = 10.16$	$cm$
Espesor	$t = 1.27$	$cm$
Constante de torsión de Saint Venant	$J = 26.01$	$cm^4$
Constante de alabeo	$C_a = 196.68$	$cm^6$
Radio de giro eje x	$r_x = 4.31$	$cm$

Radio de giro eje y	$r_y = 4.31 \text{ cm}$
Radio polar de giro	$r_o = 6.01 \text{ cm}$
Constante que interviene en el cálculo de la resistencia al pandeo elástico por torsión o flexotorsión de una columna	$H = 1$

Clasificación de la sección conforme a la relación ancho grueso de la tabla 2.1 de las NTCM (NTCEM-04 2004).

$$\frac{b}{t} = 8 < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.84 \quad \therefore \text{Sección tipo 3}$$

Esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión.

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = 15,060.01 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = 15,060.01 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ez} = \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} \right] \cdot \frac{1}{A r_o} = 11,417.93 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia a compresión pandeo lateral.

$$\lambda = \frac{K_x L_x}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0.48$$

$$R_{cf} = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A F_R = 156,308.44 \text{ kg}$$

Esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión para columnas con dos ejes de simetría.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 25,278.42 \frac{kg}{cm^2}$$

Parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión.

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 0.37$$



Resistencia a compresión pandeo por torsión o flexotorsión

$$R_{cf} = \frac{F_y}{(1 + \lambda_e^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A F_R = 163,341.81 \text{ kg}$$

Comparando la resistencia a compresión para pandeo lateral y la resistencia de diseño a compresión para pandeo por torsión o flexotorsión se obtiene la resistencia de diseño del elemento ( $R_c$ ) de 156.30 ton y al compararla con la carga actuante ( $P_c$ ) de 63.95 ton de la torre 43T10 y con la carga actuante ( $P_c$ ) de 93.130 kg de la torre 53T10 la resistencia de los elementos con este tipo de sección es adecuada.

Calculo de la resistencia de diseño a compresión para la combinación de carga 3 (apartado 4.3) de la sección 2L4" x 3/8" de la figura 4.11b de la torre T43T10 y de la figura 4.15b de la torre 53T10.

Propiedades mecánicas del material.

Esfuerzo de fluencia	$F_y = 3,515$	$\frac{kg}{cm^2}$
Módulo de Young	$E = 2,040,000$	$\frac{kg}{cm^2}$
Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante	$G = 784,000$	$\frac{kg}{cm^2}$

Longitud libre para pandeo por flexión.

$$L_x = 166 \text{ cm} \quad L_y = 166 \text{ cm} \quad L_z = 166 \text{ cm}$$

Factores de longitud efectiva para pandeo por flexión.

$$K_x = 0.95 \quad K_y = 0.95 \quad K_z = 0.95$$

Propiedades de la sección 2L4" x 3/8".

Momento de inercia alrededor del eje x	$I_x = 671.27$	$cm^4$
Momento de inercia alrededor del eje y	$I_y = 671.27$	$cm^4$
Área de la sección	$A = 36.89$	$cm^2$
Ancho	$b = 10.16$	$cm$
Peralte	$d = 10.16$	$cm$
Espesor	$t = 0.95$	$cm$
Constante de torsión de Saint Venant	$J = 11.15$	$cm^4$
Constante de alabeo	$C_a = 87.19$	$cm^6$
Radio de giro eje x	$r_x = 4.31$	$cm$
Radio de giro eje y	$r_y = 4.31$	$cm$
Radio polar de giro	$r_o = 6.03$	$cm$
Constante que interviene en el cálculo de la resistencia al pandeo elástico por torsión o flexotorsión de una columna	$H = 1$	

Clasificación de la sección conforme a la relación ancho grueso de la tabla 2.1 de las NTCEM (NTCEM-04 2004).

$$\frac{b}{t} = 10.66 < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.84 \quad \therefore \text{Sección tipo 3}$$

Esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión.

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = 15,060.01 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = 15,060.01 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ez} = \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} \right] \cdot \frac{1}{A r_o} = 6,568.31 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia a compresión pandeo lateral.

$$\lambda = \frac{K_x L_x}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0.48$$

$$R_{cf} = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A F_R = 119,184.90 \text{ kg}$$

Esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión para columnas con dos ejes de simetría.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 14,807.58 \frac{kg}{cm^2}$$

Parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión.

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 0.48$$

Resistencia a compresión pandeo por torsión o flexotorsión

$$R_{cf} = \frac{F_y}{(1 + \lambda_e^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A F_R = 118,949.23 \text{ kg}$$

Comparando la resistencia a compresión para pandeo lateral y la resistencia de diseño a compresión para pandeo por torsión o flexotorsión se obtiene la resistencia de diseño del elemento ( $R_c$ ) de 118.94 ton y al compararla con la carga actuante ( $P_c$ ) de 63.95 ton de la torre 43T10 y con la carga actuante ( $P_c$ ) de 93.130 kg de la torre 53T10 la resistencia de los elementos con este tipo de sección es adecuada.

Calculo de la resistencia de diseño a compresión para la combinación de carga 3 (apartado 4.3) de la sección L4" x 3/8" de la figura 4.11c de la torre T43T10 y de la figura 4.15c de la torre 53T10.

Propiedades mecánicas del material.

Esfuerzo de fluencia	$F_y = 3,515$	$\frac{kg}{cm^2}$
Módulo de Young	$E = 2,040,000$	$\frac{kg}{cm^2}$
Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante	$G = 784,000$	$\frac{kg}{cm^2}$

Longitud libre para pandeo por flexión.

$$L_x = 140 \text{ cm} \quad L_y = 140 \text{ cm} \quad L_z = 140 \text{ cm}$$

Factores de longitud efectiva para pandeo por flexión.

$$K_x = 0.95 \quad K_y = 0.95 \quad K_z = 0.95$$

Propiedades de la sección L4" x 3/8".

Momento de inercia alrededor del eje x	$I_x = 283.03$	$cm^4$
Momento de inercia alrededor del eje y	$I_y = 73.25$	$cm^4$
Área de la sección	$A = 18.45$	$cm^2$
Ancho	$b = 10.16$	$cm$
Peralte	$d = 10.16$	$cm$
Espesor	$t = 0.95$	$cm$
Constante de torsión de Saint Venant	$J = 5.57$	$cm^4$
Constante de alabeo	$C_a = 43.59$	$cm^6$
Radio de giro eje x	$r_x = 3.91$	$cm$
Radio de giro eje y	$r_y = 1.98$	$cm$
Radio polar de giro	$r_o = 8.76$	$cm$
Constante que interviene en el cálculo de la resistencia al pandeo elástico por torsión o flexotorsión de una columna	$H = 0.25$	

Clasificación de la sección conforme a la relación ancho grueso de la tabla 2.1 de las NTCEM (NTCEM-04 2004).

$$\frac{b}{t} = 10.66 < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.84 \quad \therefore \text{Sección tipo 3}$$

Esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión.

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = 17,401.23 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = 4,462.28 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ez} = \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} \right] \cdot \frac{1}{A r_o} = 3,118.55 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia a compresión pandeo lateral.

$$\lambda = \frac{K_x L_x}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0.44$$

$$R_{cf} = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A F_R = 44,187.71 \text{ kg}$$

Esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión para columnas con dos ejes de simetría.

$$F_e = \left( \frac{F_{ex} + F_{ez}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ex}F_{ez}H}{(F_{ex} + F_{ez})^2}} \right] = 2,736.25 \frac{kg}{cm^2}$$

Parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión.

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 1.13$$

Resistencia a compresión pandeo por torsión o flexotorsión.

$$R_{cf} = \frac{F_y}{(1 + \lambda_e^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A F_R = 34,546.605 \text{ kg}$$

Comparando la resistencia a compresión para pandeo lateral y la resistencia de diseño a compresión para pandeo por torsión o flexotorsión se obtiene la resistencia de diseño del elemento ( $R_c$ ) de 34.54 ton y al compararla con la carga actuante ( $P_c$ ) de 24.17 ton de la torre 43T10 y con la carga actuante ( $P_c$ ) de 25.86 ton de la torre 53T10 la resistencia de los elementos con este tipo de sección es adecuada.



## **Apéndice F: Modelado en OpenSees**

## Apéndice F: Modelado en OpenSees

### F.1 Introducción

En este capítulo se describen los distintos comandos utilizando *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) para obtener la respuesta inelástica de los modelos tridimensionales de las torres de transmisión de celosía 43T10 y 53T10 aplicando los patrones de carga obtenidos en el capítulo 4 de esta investigación.

*OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) es un software libre de análisis estructural mediante el cual se puede obtener la respuesta de distintos elementos estructurales como columnas, marcos y edificios ante excitaciones por sismos, cargas estáticas puntuales, cargas estáticas distribuidas, análisis ante cargas monótonas crecientes, entre otras condiciones de carga. Es un programa que constantemente está en actualización a través de su sitio de internet. El programa funciona a partir de distintas librerías de materiales que reproducen las ecuaciones constitutivas obtenidas de resultados experimentales y analíticos y que están disponibles en comandos. El vínculo donde se puede descargar el programa, el manual de usuario y el manual de ejemplos es el siguiente:

- <http://opensees.berkeley.edu/>

Las ventajas de usar *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) son las siguientes:

- La biblioteca de comandos de los materiales, de los elementos y de los análisis son una poderosa herramienta para simulación numérica de sistemas no lineales.
- La interfaz de *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) se basa en comandos entrelazados para que el usuario pueda crear archivos versátiles.
- El usuario puede crear su propio material o elemento en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006).
- *OpenSees* está respaldado por las pruebas realizadas en los laboratorios de “*Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES)*”.

Las distintas simulaciones que realiza *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) son:

- Análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes (*pushover*).
- Análisis estáticos de ciclos reversibles.
- Análisis en función del tiempo.
- Excitación Uniforme.
- Excitaciones Múltiples.

En este capítulo se explica el modelo que se desarrolló en el programa en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) y el proceso que se siguió para elaborar los modelos de las torres de transmisión de celosía 53T10 y 43T10.

## F.2 Definición del modelo “*Model BasicBuilder*”

La instrucción sirve para construir el objeto “*BasicBuilder*” con la siguiente sintaxis:

- *Model BasicBuilder -ndm \$ndm <-ndf \$ndf>*

Donde “*\$ndm*” define las dimensiones del problema (1, 2 o 3), “*\$ndf*” define el número de grados de libertad en el nodo (los grados de libertad dependen del número de dimensiones del problema si *ndm*= 1 entonces *ndf*= 1, si *ndm*= 2 entonces *ndf*= 3, si *ndm*= 3 entonces *ndf*= 6).

La instrucción permite la creación de los nodos, masas, materiales, secciones, elementos, patrones de carga, historiales de tiempo, transformación geométrica, bloques y restricciones.

## F.3 Definición de nodos “*Node*”

Esta instrucción es usada para crear los nodos que conectaran a los distintos elementos. También asigna las coordenadas y las masas al nodo, la sintaxis es la siguiente:

- *node \$nodeTag (ndm \$coords) <-mass (ndf \$MassValues)>*

Donde “*\$nodeTag*” crea la etiqueta que identifica al nodo, “*\$coords*” son las coordenadas nodales que dependerán de las dimensiones del problema, “*\$MassValues*” asigna la masa nodal correspondiente a cada uno de los grados de libertad del problema.

La opción “*-mass*” permite al analista la opción de asociar la masa nodal con el nodo.

## F.4 Definición de apoyos “*Fix*”

La instrucción es usada para crear las condiciones de frontera de un solo punto, la sintaxis es la siguiente:

- *fix \$nodeTag (ndf \$ConstrValues)*

Donde “*\$nodeTag*” etiqueta que identifica al nodo que será restringido, “*\$ConstrValues*” tipo de restricción (0 o 1), las magnitudes corresponden a los de grados de libertad donde los tipos de restricción son 0 para que el grado de libertad sin restricción y 1 para restringir el grado de libertad del nodo.

## F.5 Definición de material “*uniaxialMaterial*”

La instrucción es utilizada para crear un objeto que definirá el tipo de material y representa la relación esfuerzo-deformación (o fuerza-deformación). Existe un listado de los diferentes materiales que pueden ser modelados en el programa, los materiales son respaldados por resultados experimentales de distintas investigaciones.

El modelo de las torres de transmisión de celosía de esta investigación considera el material “*Steel02 Material*”, que fue desarrollado por Giuffré, Menegotto y Pinto y que se explica detalladamente a continuación.

### F.5.1 Comportamiento histerético del acero “*Steel02 Material*”

La instrucción es usada para crear un material de acero con endurecimiento por deformación con el modelo de Giuffre-Menegotto-Pinto, la sintaxis es la siguiente.

- `uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E0 $b $R0 $cR1 $cR2 <$a1 $a2 $a3 $a4 $siglnit>`

Donde “*\$matTag*” etiqueta al material a utilizar, “*\$Fy*” indica la magnitud del esfuerzo de fluencia, “*\$E0*” asigna el inicio de la tangente elástica, “*\$b*” asigna el endurecimiento por deformación, “*\$R0 \$cR1 \$cR2*” asignan los parámetros de control para la transición elástica a la rama plástica, “*\$a1*” parámetro de endurecimiento isotrópico, incrementa la pendiente de compresión de fluencia como proporción del límite de elasticidad después de una deformación plástica, “*\$a2*” parámetro de endurecimiento por deformación (magnitud por omisión = 1.0), “*\$a3*” proporción del esfuerzo de fluencia después de la deformación plástica de la magnitud obtenida con la siguiente expresión “ $a4 * (F_y / E_0)$ ”, la magnitud opcional por omisión es 0.0, “*\$a4*” parámetro de endurecimiento isotrópico con una magnitud opcional por omisión de 0.0, “*\$siglnit*” magnitud inicial de esfuerzo (opcional o por omisión = 0.0) la deformación es calculada con la siguiente expresión “ $epsP = siglnit / E$ ”.

En la figura F.1 se muestra la curva esfuerzo deformación del acero, se puede apreciar que el usuario puede modificar la deformación de fluencia variando los parámetros “*R*”, por lo tanto los resultados pueden ser un poco más conservadores.

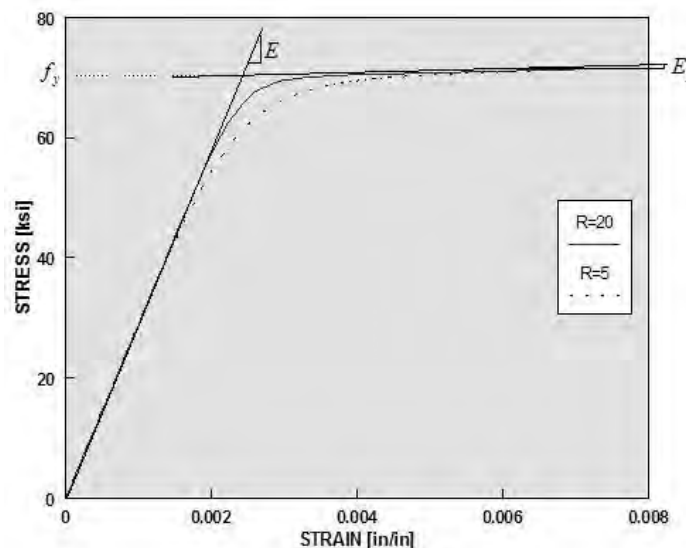


Figura F.1 Gráfica esfuerzo deformación del acero utilizando el comando “*Steel02*” (adaptada de Mazzoni *et al.* 2006)



## F.6 Comandos de transformación geométrica

El comando de transformación geométrica es usado para crear las coordenadas de transformación, que modifica la rigidez de los elementos viga y la fuerza resistente del sistema básico al sistema global de coordenadas. El comando tiene al menos un argumento del tipo de transformación a realizar. Los tipos de transformación son:

- “*Linear Transformation*”
- “*P-Delta Transformation*”
- “*Corotational Transformation*”

El comando utilizado en las torres de transmisión de celosía corresponde al “*Linear Transformation*”, por lo tanto será el único que se explica con detalle.

### F.6.1 Transformación del sistema de coordenadas “*Linear Transformation*”

Este comando es utilizado para crear la transformación geométrica del elemento, realizando una transformación geométrica lineal de la rigidez de la viga y la fuerza resistente del sistema básico al sistema global de coordenadas.

Para un problema en dos dimensiones se utiliza la sintaxis siguiente:

- `geomTransf Linear $transfTag <-jntOffset $dXi $dYi $dXj $dYj>`

Para un problema en tres dimensiones se utiliza la sintaxis siguiente:

- `geomTransf Linear $transfTag $vecxzX $vecxzY $vecxzZ <-jntOffset $dXi $dYi $dZi $dXj $dYj $dZj>`

Donde “*\$transfTag*” etiqueta que identifica la transformación de las coordenadas, “*\$vecxzX \$vecxzY \$vecxzZ*” vectores usados para definir el plano local x-z del sistema local de coordenadas. El eje local y es definido por el producto cruz del vector “*vecxz*” y el eje x. Los componentes son especificados en el sistema global de coordenadas X, Y, Z y definen un vector que está en un plano paralelo al plano x-z de sistema local de coordenadas. En un problema en tres dimensiones es necesario definir las restricciones de las magnitudes corregidas de los vectores en el nodo *i* respecto al sistema global de coordenadas “*\$dXi \$dYi \$dZi*”, para el nodo *j* también es necesario definir las restricciones de las magnitudes corregidas de los vectores respecto al sistema global de coordenadas “*\$dXj \$dYj \$dZj*”.

## F.7 Secciones con fibras

La sección creada con el comando “*Fiber section*” está compuesta por distintos objetos llamados fibras.

Una sección fibra posee una configuración geométrica general formada por subregiones, de formas regulares (ej. Cuadriláteros, círculos o triángulos) llamados “*patches*”. El comando permite crear barras de acero de refuerzo que no fue necesario utilizar en esta investigación.

Los subcomandos “*patch*” son usados para discretizar la sección en fibras, pero también se puede crear fibras individuales utilizando el comando “*fiber*”. Durante la generación, las fibras son asociadas con objetos definidos por el comando “*uniaxialMaterial*” para asociar las propiedades de los materiales y las secciones creadas cumplen con los supuestos de la teoría de vigas de Bernoulli.

Los parámetros geométricos son definidos respecto al plano local de coordenadas y-z como se discute a continuación.

### F.7.1 Comando de fibras en forma de cuadrilátero “*Quadrilateral Patch Command*”

Este comando es utilizado para crear un objeto compuesto de fibras con forma de cuadrilátero. La geometría del “*Patch*” es definida por los vértices I, J, K y L (figura F.2), La secuencia para definir las coordenadas de cada vértice es en sentido contrario a las manecillas del reloj. Para utilizarlo se emplea la siguiente sintaxis:

- `patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL $zL`

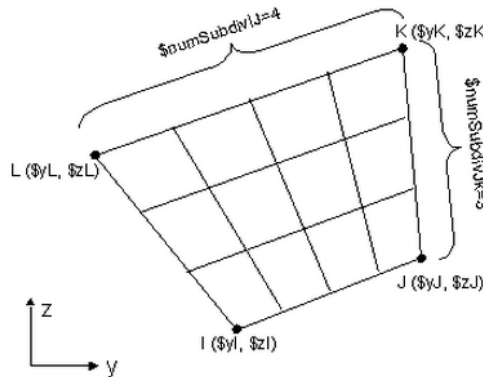


Figura F.2 Coordenadas y divisiones del comando “*patch quad*” (adaptada de Mazzoni *et al.* 2006)

Donde “*\$matTag*” etiqueta del material predefinido por el comando “*UniaxialMaterial*” para asignar las propiedades del material a la sección creada con fibras, “*\$numSubdivIJ*” realiza las divisiones de la sección en dirección del eje J; “*\$numSubdivJK*” realiza las divisiones de la sección en dirección del eje K; para crear la sección es necesario establecer las coordenadas en el plano y-z comenzando con las coordenadas inferiores “*\$yI*”, “*\$zI*” del punto I y en sentido contrario a las manecillas de reloj se asignan las coordenadas “*\$yJ*”, “*\$zJ*” del punto J, las coordenadas “*\$yK*”, “*\$zK*” del punto K y, por último, las coordenadas “*\$yL*”, “*\$zL*” del punto L.

### F.7.2 Comando de fibras en forma circular “Circular Patch Command”

Este comando es utilizado para crear una sección con forma circular por medio de fibras utilizando la siguiente sintaxis:

- `patch circ $matTag $numSubdivCirc $numSubdivRad $yCenter $zCenter $intRad $extRad <$startAng $endAng>`

Donde “\$matTag” etiqueta el material predefinido por el comando “UniaxialMaterial” para asignar esas propiedades del material a la sección creada con fibras, “\$numSubdivCirc” número de subdivisiones (fibras) en dirección de la circunferencia, “\$numSubdivRad” número de subdivisiones (fibras) en dirección del radio, “\$yCenter \$zCenter” coordenadas y-z del centro del círculo, “\$intRad” es el radio interno, “\$extRad” es el radio externo, “\$startAng” es el ángulo de inicio (la opción por omisión es 0.0), “\$endAng” es el ángulo final (la opción por omisión es 360.0). En la figura F.3 se muestra cada una de los parámetros discutidos en este apartado.

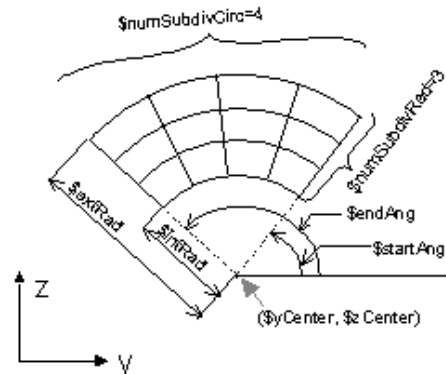


Figura F.3 Coordenadas y parámetros del comando “circular patch” (adaptada de Mazzoni *et al.* 2006)

### F.7.3 Comando “Section Agregator”

Este comando se usa para crear objetos, donde se agregan características previas de elementos a una sola sección transversal del modelo. Cada objeto representa la respuesta de fuerza-deformación para cada grado de libertad. Este comando puede agregar secciones definidas previamente, la sintaxis es la siguiente:

- `section Aggregator $secTag $matTag1 $dof1 $matTag2 $dof2 ..... <-section $sectionTag>`

Donde “\$secTag” etiqueta a la sección creada, “\$matTag1 \$matTag2” etiquetan a los materiales definidos previamente para asignar sus propiedades mecánicas, “\$dof1, \$dof2...” son las magnitudes para ser modeladas en la sección del elemento. Una de las siguientes secciones del grado de libertad será utilizada:

- P es la fuerza-deformación axial.
- $M_z$  es el momento curvatura sobre el eje local z.
- $V_y$  es el cortante-deformación a lo largo de eje local y.

- $M_y$  es la momento curvatura sobre el eje local y.
- $V_z$  es la cortante-deformación a lo largo del eje local z.
- T es la torsión-deformación

El comando “*\$sectionTag*” puede agregar distintas relaciones fuerza-deformación.

## F.8 Comandos para crear elementos

El comando “*Element*” sirve para crear distintos elementos que forman parte de una estructura. El programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) cuenta con una amplia biblioteca de elementos para modelar correctamente los materiales definidos por el usuario.

### F.8.1 Elemento armadura “*Truss Element*”

Este comando es utilizado para crear un elemento tipo armadura, que transmite cargas axiales únicamente. Hay dos maneras para crear al elemento armadura.

La primera se consigue especificando el área transversal y la etiqueta del tipo del material del elemento con la definición previa del comando “*UniaxialMaterial*”.

- *element truss \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$matTag*

La segunda manera de modelar un elemento tipo armadura es especificando la sección del elementos con su etiqueta previamente definida.

- *element truss \$eleTag \$iNode \$jNode \$secTag*

Donde “*\$eleTag*” etiqueta al elemento armadura, “*\$iNode \$jNode*” son los nodos de inicio y llegada del elemento, “*\$A*” es el área transversal del elemento, “*\$matTag*” etiqueta del material predefinido por el comando “*UniaxialMaterial*” para asignar las propiedades del material, “*\$secTag*” etiqueta asociada a la definición previa del tipo de sección del elemento con el comando “*Section*”.

En la primera aproximación de los modelos de las torres de transmisión de celosía se utilizó el primer comando con un área geométrica idéntica en cada uno de los elementos de la torre, además el modelo se realizó en 2 dimensiones con el fin de obtener el posicionamiento de los nodos maestros.

### F.8.2 Elemento armadura Corrotacional “*Corrotational Truss Element*”

Este comando es utilizado para crear un elemento armadura corrotacional. La formulación corrotacional asume un conjunto de ejes que rotan con el elemento, tomando en cuenta una transformación geométrica exacta entre los elementos de referencia local y global.

Existen dos maneras de crear a este tipo de elemento, la primera considera el área transversal del elemento y la etiqueta del tipo del material del elemento con la definición previa del comando “*UniaxialMaterial*”.

- *element corotTruss \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$matTag*

La segunda manera de crear el elemento consiste en especificar la etiqueta del tipo de sección transversal con el comando “*Section*”.

- *element corotTruss \$eleTag \$iNode \$jNode \$secTag*

Donde “*\$eleTag*” es la etiqueta que identifica al elemento armadura corrotacional, “*\$iNode \$jNode*” son los nodos inicial y final que conectan al elemento, “*\$A*” es el área transversal del elemento, “*\$matTag*” etiqueta del material predefinido por el comando “*UniaxialMaterial*” para asignar las propiedades del material, “*\$secTag*” etiqueta asociada a la definición previa del tipo de sección del elemento con el comando “*Section*”.

En la investigación no se utilizó ninguno de los comandos mencionados, solo se ejemplifica la posibilidad de utilizar distintos elementos en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006), y la ventaja de este comando es que no es necesario realizar la transformación geométrica lineal.

### **F.8.3 Elemento elástico viga-columna “*Elastic Beam Column Element*”**

La instrucción es utilizada para crear un objeto elástico viga-columna (“*elasticBeamColumn*”). Los argumentos para crear el elemento dependen si el problema es en dos dimensiones o tres dimensiones.

Para un elemento definido en dos dimensiones la sintaxis es:

- *element elasticBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$E \$Iz \$transfTag*

Para un elemento definido en tres dimensiones la sintaxis es:

- *element elasticBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$E \$G \$J \$Iy \$Iz \$transfTag*

Donde “*\$eleTag*” es la etiqueta que identifica al elemento viga-columna, “*\$iNode \$jNode*” son los nodos inicial y final que conectan al elemento, “*\$A*” es el área transversal del elemento, “*\$E*” es el módulo elástico, “*\$G*” es el módulo de rigidez, “*\$J*” es el módulo de torsión, “*\$Iz*” es el segundo momento de área alrededor del eje local z, “*\$Iy*” es el segundo momento de área alrededor del eje local y, “*\$transfTag*” etiqueta para definir la transformación de coordenadas con el comando “*CrdTransf*”

Cuando se realizó el modelo en tres dimensiones de las torres de transmisión de celosía se utilizaron elementos lineales en tres dimensiones, el objetivo de utilizarlos se debió al uso del comando de transformación geométrica esto se debe a que los elementos de la torre necesitaban ser orientados en los ejes principales en el plano tridimensional y si algún elemento no es orientado de manera correcta el programa marca error o simplemente deja de funcionar.

## F.8.4 Elementos no lineales “NonLinear Beam-Column Elements”

Existen dos tipos básicos de elementos no lineales que pueden ser utilizados en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006).

- Elementos basados en fuerzas.
  - Elementos con plasticidad distribuida (“*nonlinearBeamColumn*”).
  - Elementos con plasticidad concentrada (“*beamWithHinges*”).
- Elementos basados en desplazamientos.
  - Elementos con plasticidad distribuida con distribución lineal de curvatura (“*dispBeamColumn*”).

### F.8.4.1 Elemento viga-columna no lineal “Nonlinear Beam Column Element”

Este comando es utilizado para crear un elemento no lineal (“*nonlinearBeamColumn*”), que está basado en formulaciones no iterativas (o iterativas) y considera la propagación de plasticidad a lo largo del elemento, la sintaxis es la siguiente:

- *element nonlinearBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$numIntgrPts \$secTag \$transfTag <-mass \$massDens> <-iter \$maxIters \$tol>*

Donde “*\$eleTag*” etiqueta que identifica al elemento viga-columna no lineal, “*\$iNode \$jNode*” son los nodos inicial y final que conectan al elemento, “*\$numIntgrPts*” número de puntos de integración a lo largo del elemento, “*\$secTag*” etiqueta asociada a la definición previa del tipo de sección del elemento con el comando “*Section*”, “*\$transfTag*” etiqueta para definir la transformación de coordenadas con la instrucción “*CrdTransf*”, “*\$massDens*” densidad del elemento (por unidad de longitud) a partir del cual se forma una matriz de masas agrupadas (la opción por omisión es 0.0), “*\$maxIters*” número máximo de iteraciones para satisfacer la compatibilidad del elemento (la opción por omisión es 1), “*\$tol*” tolerancia para satisfacer la compatibilidad de los elementos (la opción por omisión es  $10e^{-16}$ ).

### F.8.4.2 Elemento viga con articulaciones “Beam With Hinges Element”

Este comando es utilizado para crea un elemento viga con articulaciones (“*beamWithHinges*”), el cual se basa en las formulaciones de flexibilidad no iterativa (o iterativa) y considera la plasticidad concentrada en una zona con articulaciones en los extremos del elemento. Este tipo de elemento localiza únicamente la plasticidad en los extremos de los elementos.

Cuando se usa el comando el elemento se divide en tres partes (figura F.4): en los extremos posee dos articulaciones y una región lineal elástica en el medio. Las articulaciones son definidas asignando una sección predefinida para cada articulación. La longitud de cada articulación es predefinida por el usuario.

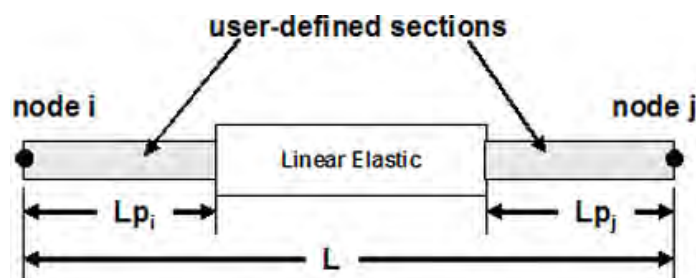


Figura F.4 Elemento viga con articulaciones

Los argumentos para crear este tipo de elemento dependen de las dimensiones del problema. En un problema en dos dimensiones se utiliza la siguiente sintaxis:

- `element beamWithHinges $eleTag $iNode $jNode $secTagI $Lpi $secTagJ $Lpj $E $A $Iz $transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol>`

En un problema en tres dimensiones se utiliza la siguiente sintaxis:

- `element beamWithHinges $eleTag $iNode $jNode $secTagI $Lpi $secTagJ $Lpj $E $A $Iz $Iy $G $J $transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol>`

Donde “\$eleTag” es una etiqueta que identifica al elemento viga con articulaciones, “\$iNode \$jNode” son los nodos inicial y final que conectan al elemento, “\$secTagI” etiqueta de la sección predefinida para el nodo *i*, “\$Lpi” longitud de la articulación en el nodo *i*, “\$secTagJ” etiqueta de la sección predefinida para el nodo *j*, “\$Lpj” longitud de la articulación en el nodo *j*, “\$E” es el módulo elástico, “\$A” es el área transversal del elemento, “\$Iz” es el momento de inercia alrededor del eje local *z*, “\$Iy” es el momento de inercia alrededor del eje local *y*, “\$G” es el módulo de rigidez, “\$J” es el momento de torsión, “\$transfTag” es una etiqueta para la definición de la transformación de coordenadas con la instrucción “CrdTransf”, “massDens” densidad del elemento (por unidad de longitud), formándose una matriz de masas agrupadas (la opción por omisión es 0.0), “\$maxIters” es el número máximo de iteraciones para satisfacer la compatibilidad del elemento (la opción por omisión es 1), “\$tol” es la tolerancia para satisfacer la compatibilidad de los elementos (la opción por omisión es  $10e^{-16}$ ).

Finalmente, el comando “-iter” habilita la flexibilidad por iteraciones.

#### F.8.4.3 Elemento viga-columna con desplazamientos “Displacement-Based Beam-Column Element”

Este comando es usado para crear un elemento viga columna con desplazamientos “dispBeamColumn”, que es un elemento con plasticidad distribuida, la sintaxis es la siguiente:

- `element dispBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <-mass $massDens>`

Donde “\$eleTag” etiqueta que identifica al elemento viga-columna, “\$iNode \$jNode” son los nodos inicial y final que conectan al elemento, “\$numIntgrPts” número de puntos de integración a lo largo

del elemento, “\$secTag” etiqueta asociada a la definición previa del tipo de sección del elemento con el comando “Section”, “\$transfTag” etiqueta para definir la transformación de coordenadas con la instrucción “CrdTransf”, “massDens” densidad del elemento (por unidad de longitud).

#### **F.8.4.4 Elementos utilizados en el modelo**

De los elementos mencionados anteriormente se utilizaron los elementos viga-columna no lineal, esto se debe a que en este tipo de elemento se plastifica en toda su longitud y uno de los objetivos de este trabajo de investigación es encontrar los elementos de la torre de transmisión de celosía donde se presenta el pandeo.

#### **F.8.5 Otros elementos**

*OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) es una herramienta computacional muy versátil debido a la cantidad de modelos que puede realizar el usuario, a continuación se mencionan de forma ilustrativa otros elementos analíticos que ofrece el programa, aunque no fue necesario incluirlos en el modelo de esta investigación.

- “Zero-Length Elements”
- “Quadrilateral Elements”
- “Brick Elements”
- “BeamColumnJointElement”
- “ShallowFoundationGen”
- “UC Davis Soil Elements”
- “UC San Diego Soil Elements”

### **F.9 Cargas y análisis con OpenSees**

En el proceso de análisis, el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) cuenta con una amplia biblioteca de comandos que definen las cargas y ejecutan el proceso de análisis para obtener los desplazamientos, elementos mecánicos, esfuerzos en los elementos etc.

En esta sección se muestran los comandos utilizados en los modelos realizados en las torres de transmisión de celosía.

#### **F.9.1 Comandos para patrones de carga “Pattern Command”**

El comando es usado para crear el objeto de análisis (“*LoadPattern*”) que asocia los historiales de tiempo, las cargas y restricciones al objeto.

##### **F.9.1.1 Patrón de cargas “Plain Pattern”**

Este comando es usado para crear un patrón de cargas en el dominio, la sintaxis es la siguiente:



- *pattern Plain \$patternTag (TimeSeriesType arguments) {  
load (load-command arguments)  
sp (sp-command arguments)  
eleLoad (eleLoad-command arguments)  
}*

Donde “*\$patternTag*” es la etiqueta que identifica al patrón de cargas, “*TimeSeriesType arguments*” es la lista en la que analiza el historial de tiempo (“*TimeSeries*”) asociado al patrón de cargas, “*load...*” es la lista de comandos para crear las cargas nodales, “*sp...*” es la lista de comandos para crear la restricción de un solo punto, “*eleLoad*” es la lista de comandos para crear cargas en los elementos.

Los patrones de carga utilizados en esta investigación se determinaron en el capítulo 3, donde se compararon los criterios de reglamentos especializados. Con base en los resultados se eligió un patrón de cargas que se discute en la sección F.14 de este capítulo.

### **F.9.1.2 Comandos de carga “*Load Command arguments*”**

Este comando es utilizado para crear la carga nodal, la sintaxis es:

- *load \$nodeTag (ndf \$LoadValues)*

La carga nodal se añade a la definición del patrón de cargas (“*LoadPattern*”) siendo definida en la región que está entre llaves.

Donde “*\$nodeTag*” nodo en el cual actúa la carga, “*\$LoadValues*” magnitudes de carga que serán aplicadas en el nodo. Las cargas aplicadas dependerán de las dimensiones del problema.

Se utilizó el comando de carga nodal para agregar el peso de los conductores, aisladores, las fuerzas de las tensiones mecánicas y las fuerzas por viento.

### **F.9.1.3 Cargas en los elementos “*eleLoad Command*”**

Los elementos creados con los comandos “*elasticBeamColumn*”, “*nonlinearBeamColumn*” y “*dispBeamColumn*” se le pueden asignar el comando de cargas en los elementos (“*eleLoad*”).

La sintaxis para un elemento en dos dimensiones es:

- Para carga uniformemente distribuida:  
*eleLoad -ele \$eleTag1 <\$eleTag2 ....> -type -beamUniform \$Wz <\$Wx>*
- Para una carga puntual:  
*eleLoad -ele \$eleTag1 \$eleTag2 -type -beamPoint \$Pz \$xL <\$Px>*

La sintaxis para un elemento en tres dimensiones es:

- Para carga uniformemente distribuida:  
`eleLoad -ele $eleTag1 <$eleTag2 .....> -type -beamUniform $Wy $Wz <$Wx>`
- Para una carga puntual:  
`eleLoad -ele $eleTag1 $eleTag2 -type -beamPoint $Py $Pz $xL <$Px>`

Donde “*\$eleTag1*” etiqueta previamente definida que identifica al elemento, “*<\$eleTag2.....>*” etiquetas adicionales que definen al elemento (opcional), “*\$Wy*” carga uniformemente distribuida para un elemento en tres dimensiones en dirección del eje local y, “*\$Wz*” para un elemento en dos dimensiones es la carga uniformemente distribuida perpendicular al eje longitudinal del elemento, para un elemento en tres dimensiones la carga es uniformemente repartida en dirección del eje local z, “*\$Wx*” carga uniformemente distribuida en dirección paralela al eje longitudinal del elemento, “*\$Py*” para un elemento en tres dimensiones es la carga puntual en dirección del eje local y, “*\$Pz*” para un elemento en dos dimensiones es la carga perpendicular en la longitud del elemento y para un elemento en tres dimensiones es la carga puntual en dirección del eje local z, “*\$xL*” localización de la carga puntual, prescrita como fracción de la longitud del elemento, “*\$Px*” carga puntual en dirección longitudinal para el eje longitudinal del elemento (se aplica en la misma posición como “*\$Pz*”); el eje x está localizado a lo largo del elemento.

Este comando no fue utilizado en los modelos realizados, pero se realiza un comentario general para futuras aplicaciones.

### F.9.2 Comandos de análisis “*Analysis Command*”

Este comando es utilizado para crear objetos de análisis, estos objetos definen que tipo de análisis será realizado. Los análisis disponibles son los siguientes:

- Análisis estático (“*Static Analysis*”): resuelve las ecuaciones  $KU=P$ , sin incluir la masa o las matrices de amortiguamiento.
- Análisis transitorio (“*Transient Analysis*”): resuelve análisis dependientes del tiempo. Los intervalos de tiempo en este tipo de análisis son constantes. Los intervalos de tiempo en los datos de salida son también constantes.
- Análisis Transitorio Variable (“*Variable Transient Analysis*”): realiza el mismo tipo de análisis que el análisis transitorio. En cambio los intervalos de tiempo son variables. Este método es utilizado cuando existen problemas de convergencia con el análisis transitorio o cuando los intervalos de tiempo son demasiado cortos. El intervalo de tiempo en los datos de salida también son variables.

### F.9.2.1 Análisis Estático “*Static Analysis*”

Este comando es utilizado para crear el objeto de Análisis Estático con la siguiente sintaxis.

- *analysis Static*

El objeto de análisis deberá ser elaborado con los componentes de los objetos previamente definidos por el analista. Si ningún comando ha sido creado, se usarán los objetos por omisión.

Tabla F.1 Comandos análisis estáticos

Comando	Magnitud por omisión
SolutionAlgorithm, StaticIntegrator (Displacement Control, integrator command, Load Control, Minimum Unbalanced Displacement Norm)	NewtonRaphson EquiSolnAlgo con CTestNormUnbalancewith con una tolerancia de 1e-6 y un máximo de iteraciones de 25
ConstraintHandler	PlainHandler ConstraintHandler
DOF_Numberer	RCM DOF_Numberer
LinearSOE, LinearSolver	profiled symmetric positive definite LinearSOE and Linear Solver
Integrator	LoadControl StaticIntegrator con incremento constante igual a 1.0

### F.9.3 Análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes “*Pushover*”

El análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes (“*Pushover*”) es un método de análisis estructural para determinar el posible mecanismo de colapso ante cargas estáticas monótonas crecientes. Con base en los resultados obtenidos del análisis se puede determinar las regiones de los límites de seguridad, los límites daño reparable y los límites de colapso mediante gráficas carga desplazamiento. Otra de las ventajas de utilizar este método es la determinación del posible mecanismo de colapso al detectar la formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas, donde el mecanismo de colapso deseable es que la falla iniciara por los elementos secundarios; de manera que el daño se presente hasta el final en los elementos principales de la estructura.

Para realizar un análisis no lineal ante cargas monótonas crecientes el modelo debe incorporar la respuesta inelástica del material cuando se analiza un desplazamiento objetivo, y las fuerzas internas y las deformaciones pueden ser determinadas. El objetivo de este tipo de análisis es incrementar los desplazamientos de la estructura hasta llegar al colapso. Debido a que los materiales cuentan con las propiedades inelásticas se espera que las fuerzas resistentes del elemento sean razonablemente parecidas a las magnitudes de las fuerzas de diseño (FEMA-97 1997).

Los modelos deberán ser discretizados para representar de manera adecuada la respuesta fuerza-deformación para cada uno de los componentes conforme a la altura. Particularmente se deberá de poner atención en identificar los elementos con respuesta inelástica (FEMA-97 1997).

Los nodos de control en las torres de transmisión de celosía fueron aquellos que cambiaban de altura conforme al plano revisado, esperando que la respuesta del modelo se acerque a la respuesta real cuando las torres son sometidas a viento intenso.

Los patrones de carga utilizados son las cargas por viento únicamente, utilizando el patrón de cargas del Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08 2008), donde el patrón de cargas es representativo con los vientos intensos asociados a la localización de la estructura.

### F.9.3.1 Análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes

Para realizar un análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes mediante fuerzas o desplazamientos en el programa de análisis considerado en esta investigación es necesario utilizar la sintaxis que se muestra en la figura F.5.

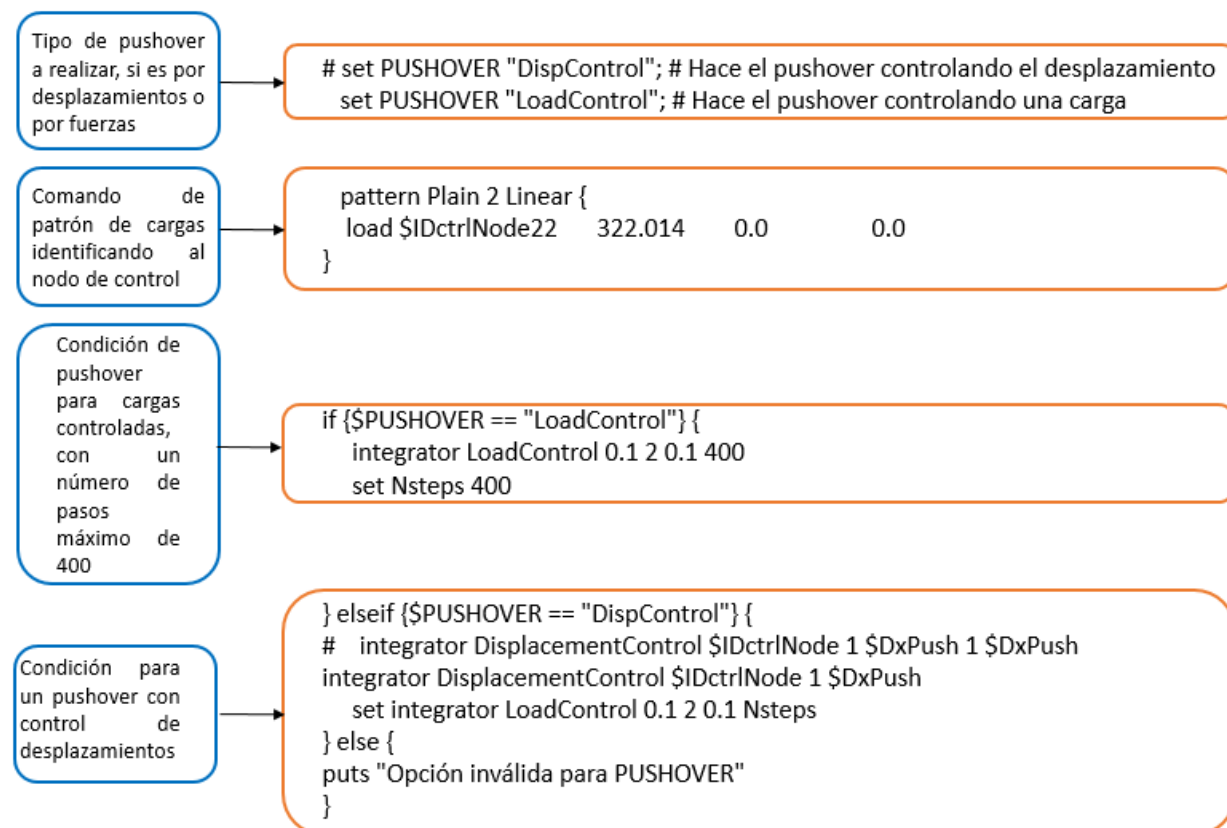


Figura F.5 Instrucciones para el análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes